CAPITULO I

ASPECTOS GENERALES

PROYECTO DE RIEGO DE LA COMUNA SALAMALAG CENTRO DE LA PARROQUIA COCHAPAMBA, CANTON SAQUISILI, PROVINCIA DE COTOPAXI.

F A S E I: DIAGNOSTICO, EVALUACION Y ESTUDIO DE FACTIBILIDAD DE ALTERNATIVAS

1. ASPECTOS GENERALES

1.1 ANTECEDENTES HISTÓRICOS

La Parroquia de Cochapamba fue creada por decreto del Congreso Nacional Nº 2580 del 20 de diciembre de 1989. Las Comunidades que pertenecen a esta parroquia son: Atapulo, Calquín, Cochapamba Centro, Chaluapamba, Chanchungaloma, Chilla Pata Calera, Chulcotoro, Jatun Era, La Esperanza, Llamahuasi, Molintimí, Ninín Cachipata, Ninín Cochapamba, Pactag, Palucto Pamba, ***Salamalag Grande***, Santa María, Sarahugsha, Tiliche, entre otras.

La comuna de Salamalag Centro está ubicado al Oeste de la ciudad de Saquisilí, en la zona sur de la Parroquia de Cochabamba, que conforma la cuenca hidrográfica del Río Pastaza perteneciente al sistema del rio Cutuchi, se encuentra a una altitud entre los 2900 y 4200 msnm, el clima a una altitud de 3420 msnm es 10ºC se considera como zona de paramos. La Comuna Salamalag Centro tiene una extensión de 155.60 hectáreas reconocidas como centro poblado y zona rural.

Los datos del Censo del 2001, levantados en las zonas de influencia del proyecto, arrojan una población de 4266 habitantes y 794 viviendas para la Parroquia de Cochapamba, con estos datos se procederán a realizar los cálculos demográficos.

El sistema de riego comprende realizar las captaciones de las Quebradas Almayda Tingo, Achupalla Huayco y Atapulo, a través de un sistema de conducción de 3.7 Km, considerando 4 tanques de hormigón armado para su almacenamiento y distribución del recurso hídrico. Dicho sistema pretende desarrollarse en un Área Neta de 155.60 hectáreas, a la vez se considera como Área Efectiva 146 hectáreas las mismas que son consideradas tierras agrícolas efectivas del sistema de riego.

1.2 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

La comuna de Salamalag Centro está ubicada en la provincia de Cotopaxi, al oeste de la ciudad de Saquisilí, en el sector sur de la parroquia de Cochapamba. Es la comuna más próxima a la ciudad de Saquisilí y se localiza entre las siguientes coordenadas:

COORDENADAS		
9908000 N	hasta	9905000 N
752000 E	hasta	753000 E

El área del proyecto, considerada para la Comuna Salamalag Centro tiene una extensión de 155.60 hectáreas, con los siguientes límites:

- Norte: Comunidad Niñin Cachipata
- Sur: Comunidad Maca Grande Cantón Pujilí
- Este: Comunidad de Guanto Grande
- Oeste: Parroquia Guangaje del Cantón Pujilí (Cerro Atapulo)

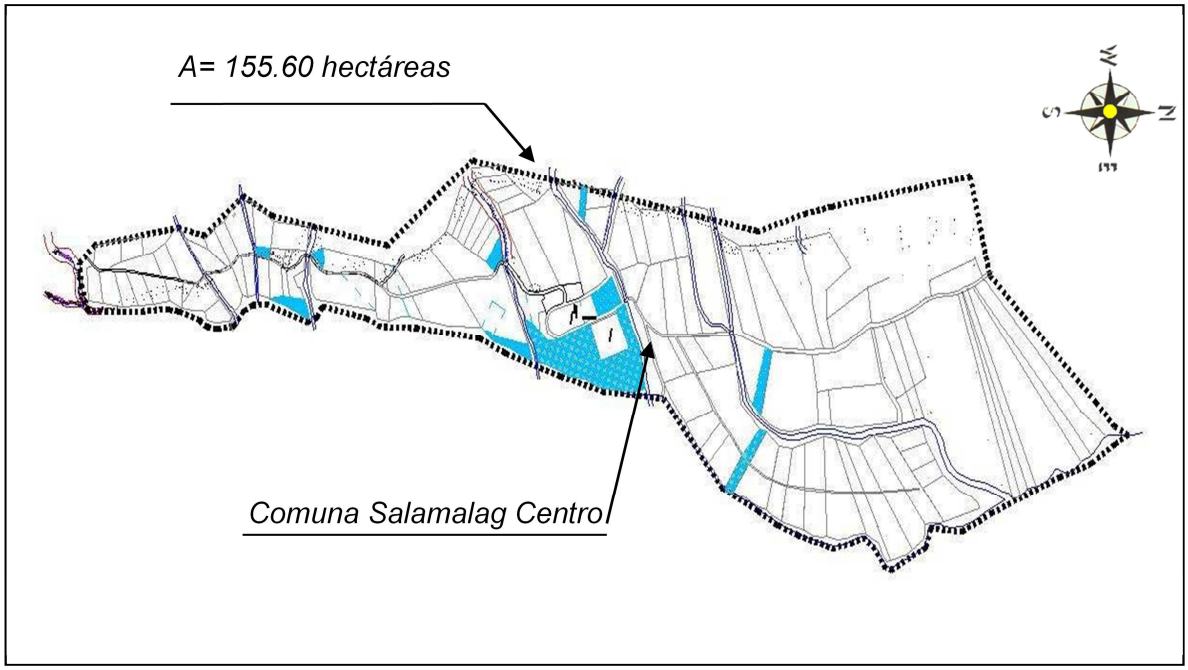


Gráfico 1: Ubicación del Sistema de Riego de la Comuna Salamalag Centro
Fuente: Autores

1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Los habitantes de la Comunidad Salamalag Grande que tiene alrededor de 480 habitantes, los mismos que se dedican al cultivo de Papa, Zanahoria, Maíz, Cebolla Perla, Haba, Pasto, Chocho y Lenteja. Estos cultivos se los realiza de una manera rudimentaria con procesos y técnicas de cultivo no son acordes a la actualidad, generando una producción agraria deficiente.

A lo cual la comuna y la directiva actual solicitan a la Universidad Politécnica Salesiana, realizar los Estudios y Diseños del Sistema de Riego para la Comunidad Salamalag Grande perteneciente a la Parroquia Cochapamba con un área de riego de 155.60 hectáreas y un área efectiva de riego de 146 hectáreas, con lo cual se previene evitar pérdidas económicas por déficit de agua y reducir la migración de los habitantes, los mismo que buscan otras fuentes de ingresos fuera de la comunidad.

La comunidad requiere el sistema de riego para mejorar su calidad de vida, con lo cual el Gobierno Central dejaría de suministrar raciones alimenticias de la canasta básica y compensaciones económicas en temporadas de verano.

Los principales ríos son los siguientes: Agchi, Blanco, Pumancuchi y Cutuchi, están contaminados por las aguas residuales provenientes de los precarios sistemas de alcantarillado de los centros poblados, faenas de animales, basuras y escombros que se arrojan a los cauces y orillas de los mismos, constituyéndose en un foco de contaminación donde se generan vectores trasmisores de enfermedades.

Existen viviendas construidas junto a las zonas de riego, propensas a deslizamientos que no han observado la franja de protección que determina la correspondiente ordenanza municipal. El déficit de agua impide la optimización, desarrollo y mejor calidad de vida de las comunidades circundantes al proyecto.

El Plan del Sistema de Riego para la Parroquia Cochapamba, involucra la solución a algunos problemas y propende cambios radicales en la estructura del sistema, su filosofía considera los siguientes aspectos:

a. Eliminar las zonas improductivas mediante el Diseño del Sistema de Riego para esta parroquia de Saquisilí.
b. Estudios del sitio más adecuado para la Implementación del Respectivo Sistema de Riego.
c. Estudio Hidráulico de Máximas Crecidas en toda la cuenca existente a desarrollarse.
d. Estudio para la construcción de disipadores de energía en el Sistema de Riego. (Tanques rompe Presiones)

Capacitar y Comprometer a la Población en el Plan General de Riego Cochapamba, capacitando en el uso, cuidado y mantenimiento de las franjas del Sistema de Riego, en diferentes puntos de su recorrido.

A este pedido se suman, Presidente de Junta Parroquial, Prefecto Provincial de Cotopaxi, Gobierno Municipal de Saquisilí. Además se analiza en la Comunidad Salamalag Grande la conformación de una Junta Administradora de Agua, mientras esto sucede el resto de la población se encuentra en una situación agraria calamitosa, al cual los Medios de Comunicación han informado de la situación de sequía del sector mencionado.

Con estos antecedentes la Universidad Politécnica Salesiana delega a la Escuela de Ingeniería Civil, realizar los estudios preliminares sobre la situación del problema presentado, para lo cual se ha designado a los Estudiantes en proceso de tesis (Analistas Técnicos) realizar dichos estudios.

1.4 JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

Este proyecto se realizará para implementar un sistema de riego con la finalidad de incrementar el rendimiento de los cultivos y la producción agropecuaria. Se pretende solucionar algunos problemas básicos de la población como son; déficit de agua para riego, bajo nivel tecnológico en la producción agrícola y la baja fertilidad del suelo.

Se espera obtener como resultados a un corto plazo los siguientes beneficios tales como; una adecuada oferta de disponibilidad de recurso hídrico para riego, mejorar los niveles tecnológicos adecuados para la producción agrícola e incrementar la fertilidad del suelo.

Los principales beneficiarios son la población actual de la Comuna Salamalag Centro perteneciente a la Parroquia de Cochapamba y las comunidades aledañas al sector. Cabe indicar de no ejecutarse el proyecto, las condiciones básicas de resultados y/o beneficios no existirían, de tal modo que la calidad de vida de esta población tiende al deterioro económico – social.

1.5 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

Fin.

Contribuir al mejoramiento del nivel de vida de la población de la Comuna Salamalag Centro y disminuir las áreas improductivas del sector antes mencionado.

Objetivo General.

Diseñar un sistema de riego para la Comunidad Salamalag Centro, de la Parroquia Cochapamba, que permita el desarrollo agrícola y ganadero de la zona causando el menor Impacto Ambiental.

Objetivos específicos.

- Diseñar la Infraestructura Hidráulica (Captación, Conducción y Distribución) para un funcionamiento adecuado del sistema de riego.
- Definir métodos de riego acorde a la realidad de la Comuna Salamalag Centro.
- Determinar medidas de mitigación y remediación para minimizar impactos producidos por el proyecto.
- Determinar la Sostenibilidad del Proyecto en base a la participación comunitaria de los beneficiarios del proyecto.

1.6 ALCANCE DEL PROYECTO

Los estudios se realizan para obtener los Diseños Definitivos de todos los elementos que componen el sistema de riego.

Se definirá la población del área de estudio, al que se actualizará con realidad actual nacional y proyectos actuales.

El área aproximada neta es 155.60 hectáreas, siendo el área efectiva 146 hectáreas. Constituido por una población actual de 5401 habitantes en la Parroquia de Cochapamba y en la Comuna Salamalag Centro de 480 habitantes, siendo los beneficiarios directos 336 habitantes de la Comunidad de Salamalag Centro.

Como resultado de los estudios se dispondrá de:

a. Diseño Hidráulico de máxima creciente en la ubicación de la obra de toma.
b. Diseño Hidráulico y estructurales definitivos de todos los elementos, accesorios y estructuras especiales que se requieran para; captación, conducción y distribución, de tal manera garantizar su diseño.
c. Se estudiará las diferentes fuentes naturales de captación, para proponer obras más acordes a la realidad de estos.
d. Se realizará un catastro de las obras existentes en el sector.
e. Diseño de empates a estructuras existentes según sea revelado en el catastro.
f. Diseño de estructuras para disipación de energía y/o control de un determinado sector donde determine el estudio.
g. Dimensionamiento del proyecto a base de la demanda del servicio para el sistema de riego.
h. Elaboración del sistema hidráulico definitivo incluyendo la documentación técnica respectiva.
i. Combinar las opciones técnicas, económicas y beneficiosas más factibles posibles, en la implementación de escenarios para el proyecto integral de riego.
j. Estimar los costos de inversión de capital necesario para implementar los escenarios del sistema de riego.
k. Todos los diseños a nivel definitivo contarán con los respectivos presupuestos (costos unitarios), estudios de impacto ambiental, plan de mitigación de los impactos, evaluación financiera, especificaciones técnicas, documentos precontractuales, etc.
l. El proyecto que esencialmente debe resolver el problema de riego, podrá integrarse al entorno rural existente.

CAPITULO II

ESTUDIOS

PROYECTO DE RIEGO DE LA COMUNA SALAMALAG CENTRO DE LA PARROQUIA COCHAPAMBA, CANTON SAQUISILI, PROVINCIA DE COTOPAXI

F A S E I: DIAGNOSTICO EVALUACION Y ESTUDIO DE FACTIBILIDAD DE ALTERNATIVAS

2.1 ESTUDIO TOPOGRAFICO

2.1.1 ANTECEDENTES

El proyecto se encuentra ubicado al Oeste de la ciudad de Saquisilí, en la zona sur de la Parroquia de Cochabamba, provincia de Saquisilí.

Los trabajos de topografía, para los estudios de factibilidad y diseño definitivo de la Comuna Salamalag Centro, se ejecutan en dos fases:

Fase I: Trabajos topográficos a detalle de los lugares de Captación, Conducción Reservas, Pasos elevados.

Fase II: Trabajos de levantamiento de parcelas, información existente, vías de acceso bosques y quebradas.

El posicionamiento de los puntos de control GPS y los trabajos de topografía (polígono de diseño) fueron realizados en el período comprendido entre el 3 y el 23 de Noviembre del 2010.

2.1.2 PUNTOS DE CONTROL GPS

A continuación se describen los principales aspectos de los trabajos de posicionamiento de los puntos de control GPS.

2.1.2.1 Posicionamiento de los puntos de control (GPS)

Para el levantamiento topográfico del área del proyecto, se ubicaron dos puntos de control GPS, su denominación y ubicación se detallan a continuación:

GPS - 1: Se encuentra ubicado en la margen derecha de la Quebrada Achupalla Huayco en la esquina de la parcela perteneciente a la Sra. Yolanda Lucrecia Cocha Jacho

GPS – 2: Se encuentra ubicado en la margen derecha de la Quebrada Achupalla Huayco junto a la parcela perteneciente a la Sra. Yolanda Lucrecia Cocha Jacho en el talud superior de la quebrada.

Para el control de los puntos GPS se utilizó el tipo de posicionamiento estático y mediante post proceso se determinaron las coordenadas de los puntos GPS posicionados.

2.1.2.2 Coordenadas de los puntos de control (GPS)

Las coordenadas obtenidas en el sistema geodésico WGS-84, fueron transformadas al sistema de coordenadas planas mediante el software "The Geographic Calculator Geocalc" V. 5.0, los resultados se presentan en los cuadros No 2

COORDENADAS GEOGRAFICAS			
DATUM	**WGS-84**		
PUNTO GPS	**NORTE**	**ESTE**	**COTAS**
GPS - 1	9905225.00	752450.00	3491.00
GPS – 2	9905217.44	752432.98	3493.12

Tabla 1: Coordenadas Geográficas de los Puntos de Control GPS
Fuente: Autores

2.1.3 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

A continuación se describen los principales aspectos de los trabajos topográficos ejecutados para el proyecto de riego de la Comuna Salamalag Centro de la Parroquia de Cochapamba. En el desarrollo de los trabajos se aplicaron las especificaciones técnicas detalladas en los Anexo No 3.5.

2.1.3.1 Personal y equipo utilizado (Fase I y Fase II)

Fase I

Se utilizó un grupo de trabajo para el levantamiento topográfico, el grupo conformado por seis personas.

El equipo utilizado por el grupo en el levantamiento topográfico estuvo conformado por los siguientes elementos.

- Estación total: marca Sokkia Sed Modelo 610
- Prisma graduada con flexómetro, con topes laterales metálicos, para medición de profundidades.
- Flexómetro de 5.0 metros de longitud.
- Cinta métrica de 50 m de longitud.
- Estacas y mojones de Hormigón Simple.
- Barras, puntas, combos y machetes para el desbroce de vegetación.
- Botas de caucho para el personal y los técnicos para ingresar a las quebradas.
- Cascos de seguridad para protección del personal.
- Equipo de pintura esmalte para señalización e identificación de puntos de cambio.
- Camioneta 4X4 para el traslado de equipos hasta el lugar de trabajo.

Fase II

Se utilizó un grupo de trabajo para el levantamiento topográfico, el grupo conformado por seis personas.

El equipo utilizado por el grupo en el levantamiento de Parcelas estuvo conformado por los siguientes elementos.

- Navegador manual marca Magellon
- Fluxómetro de 5.0 metros de longitud.
- Cinta métrica de 50 m de longitud.
- Machetes para el desbroce de vegetación.
- Botas de caucho para el personal y técnicos para caminar por la vegetación (cercas).
- Cascos de seguridad para protección del personal.
- Camioneta 4X4 para el traslado de equipos hasta el lugar de trabajo.

2.1.3.2 Metodología del levantamiento

Fase I

Con la finalidad de destacar los trabajos realizados, se detallan a continuación las principales actividades para el Levantamiento de las Captaciones, Conducción, Reservas y Pasos Elevados:

- Previo a los trabajos de topografía, se realizó un recorrido identificando los sectores como parcelas quebradas posibles sitios de captación, línea de conducción y lugares para la ubicación de tanques de reservas. Se organizó un grupo de trabajo y se procedió al levantamiento de la información de cada sector a detalle.

- Para el levantamiento topográfico de la línea de conducción se estableció una polígona base abierta. A partir de este polígono se realizó el levantamiento topográfico, mediante un proceso radial, utilizando estación total para la toma de datos.

- Se realizó un eje de conducción o línea de proyecto el cual se tomó datos de nivelación cada 20 m aproximadamente, este eje de proyecto fue estacada y referenciada con esmalte de color rojo, en estas estacas se colocó un clavo de acero en el centro (ver plano T1 y T2).

- Los BMs fueron colocados en puntos específicos como captaciones tanques de reserva estos están referenciados con clavos de acero en el centro y colocados de preferencia con mojones de hormigón simple (ver plano T3).

- Los puntos de las captaciones se tomó la topografía a detalle, los bordes de la quebrada, Se nivelo el perfil longitudinal el transversal del cauce estimando por inspección los niveles de crecida (ver plano T3).

- Para el polígonos base y el levantamiento se utilizó estación total con precisión de +/- 0.5 cm para distancias y +/- 3 segundos para ángulos horizontal y vertical, marca Sokkia.

- Los datos fueron capturados en libretas electrónicas y transferidos a equipos de computación para ser procesados mediante los programas de topografía AutoCAD Land y Microestación, luego se obtuvieron los planos respectivos dibujados con el programa Autocad 2010 (Anexo No2).

- Con la línea de proyecto trazada en el plano se obtiene los datos para el dibujo del perfil longitudinal de la conducción como indica el anexo No 2 y plano T4, T5 y T6.

Fase II

Con la finalidad de obtener el área de riego de todo el sector se procede a realizar el levantamiento de parcelas, a continuación se detallan las principales actividades para el Levantamiento de parcelas:

- Previo al levantamiento de parcelas se realizó un recorrido por toda el área de la comunidad, reconociendo los límites del área de riego como también los límites de cada parcela.

- Como primer trabajo, en las parcelas se levantó el límite del área bruta del proyecto de riego como indica: planos T7 y T8.

- El levantamiento de parcelas comprende: la toma de datos geográficos de cada parcela en los puntos más relevantes para su conformación en coordenadas WGS 84, nombres del propietario de la parcela y mediante una descripción visual se anota los tipos de cultivos que siembran en dicha parcela: planos T7 y T8.

- Se hace constancia de diferentes bosques entre los cuales existen de Eucalipto y pino así;

  Como también diferentes vías de acceso a la comuna, cementerio del sector y se toma en cuenta el cauce de las quebradas existentes

- Para el levantamiento de parcelas se utilizó un navegador manual (GPS) Magellon

- Los datos fueron capturados en libretas electrónicas y transferidos a equipos de Computación para ser procesados mediante los programas de topografía AutoCAD Land y Microestación, luego se obtuvieron los planos respectivos dibujados con el programa Autocad 2010, datos de coordenadas (anexos No2).

- Todas las actividades de campo fueron fotografiadas como respaldo de trabajos de campo. (Anexos Fotográfico).

2.1.4 RESULTADOS OBTENIDOS

Los resultados obtenidos de los trabajos de Campo se detallan a continuación:

2.1.4.1 Resultados Obtenidos Fase I

- Ubicación de dos (2) puntos de control GPS.
- Levantamiento de tres lugares específicos para sitios de Captación.
- Levantamiento y Nivelación de dos polígonos de diseño: 3.65 Km.
- Levantamiento de 9 pasos de quebrada.
- Levantamiento de Tres lugares para la ubicación de Reservas.
- Levantamiento de una faja topográfica al eje de proyecto de quince metros a cada lado.

Los resultados obtenidos, forman parte del presente informe y se adjunta al mismo en los anexos indicados anteriormente.

2.1.4.2 Resultados Obtenidos Fase II

- Levantamiento del Perímetro del área bruta de riego 7.7 Km.
- Levantamiento de 110 parcelas con sus respectivos propietarios.
- Levantamiento de xx de bosques existentes dentro del área del proyecto.

2.1.5. OBSERVACIONES DE CAMPO

De los trabajos de levantamiento topográfico realizados, se determinan las siguientes observaciones:

- En el desarrollo de los trabajos de topografía, se determinó la existencia de niveles de crecida identificados como puntos de detalle en el levantamiento topográfico, la misma situación tara los tres lugares de captación.

- En la quebrada Achupalla Huayco se observa una captación de agua para consumo humano para la comuna Salamalag San Francisco, ubicada en las vertientes donde nace está quebrada.

- Desde está captación se visualiza que sale una tubería de dos pulgadas de conducción hacia la comuna Salamalag San Francisco.

F A S E I: DIAGNOSTICO, EVALUACION Y ESTUDIO DE FACTIBILIDAD DE ALTERNATIVAS

2.2 DIAGNÓSTICO

2.2.1 SISTEMA ACTUAL EXISTENTE

En la actualidad existe un canal en malas condiciones en la cual se desprende que tiene una vida útil de 50 años, en condiciones precarias. En la actualidad en la Comunidad Salamalag Centro se evidencia que dicho canal fue realizado sin ningún criterio técnico, con un ancho promedio de 0.40 m, en muchas partes de este excavación ha desaparecido y el trabajo de la comunidad ha sido infructuoso.

Foto 1: Canal Existente en Mal Estado
Fuente: Autores

En los puntos de captación el nivel fondo de quebrada es profundo por erosión natural del cauce, por tal motivo se han visto obligados a represar el recurso hídrico aproximadamente unos 6m, lo cual no es técnico ya que produce una desestabilización de los taludes de la quebrada.

Se ha identificado los meses de julio, agosto y septiembre como los meses de estiaje, afectando a la Comunidad de Salamalag Centro ya que no cuenta con un Plan de Emergencias contra la Sequía, causando baja producción agrícola por consiguiente afecta la seguridad alimentaria.

Foto 2: Embalse Artificial Almayda Tingo
Fuente: Autores

Se ha contemplado en el aspecto social una débil organización de la Comunidad de Salamalag Centro, generando conflicto entre usuarios por realizar un riego a demanda libre aprovechado un grupo minúsculo de usuarios.

Foto 3: Tanque Existente para un Sector Determinado.
Fuente: Autores

La gestión del agua de la Comunidad Salamalag Centro se ha enfocado permanentemente desde la óptica de la demanda y no desde la racionalidad de la oferta del recurso, tanto en lo que concierne a los caudales como a la calidad de agua.

En la siguiente tabla se presenta una recopilación del diagnóstico específico y general alrededor de los recursos hídricos de las Quebradas Almayda Tingo, Achupalla Huayco y Atapulo.

DIAGNOSTICO DEL RECURSO HIDRICO COMUNIDAD SALAMALAG CENTRO			
ITEM	***DESCRIPCIÓN***	***ESPECIFICOS***	***GENERALES***
1	**FUENTES**	Deterioro Ambiental	Ausencia de información y monitoreo
		Cambio Climático	
		Deforestacón	
		Erosión / desertificación	Conflictos jurídicos
		Perdida de capacidad de almacenamiento	Débil institucionalidad
2	**COVERTURA DEL ÁREA DE DRENAJE**	Perdidas de cobertura vegetal y biodiversidad	Problemas políticos y de poder
		Carencia de prioridades	Ausencia de planificación
		Falta de cobertura del área de riego	
		Infraestructura insuficiente para riego	Descoordinación entre gobierno central, ODR y gobiernos seccionales
3	**DEMANDAS SECTORIALES**	Insuficiente calidad y cantidad de agua	Costos sociales
		Inequidad en servicios de riego	
		Carencia de saneamiento de residuos sólidos	Régimen de concesiones desarticulado
		Actividades agricolas no controlan efluentes contaminantes	Remediación antes que conservación
4	**RESIDUOS**	Descargas directas de aguas residuales a las Quebradas	Legislación anticuada y dispersa
		Impacto sobre calidad de vida	
5	**OTROS TERRITORIOS**	Degradación del ciclo biofísico del agua	Eventual agotamiento del caudal natural(problema de sostenibilidad)
		Ausencia de gestión compartida en ámbito internacional	

Tabla 2: Diagnostico del Recurso Hídrico Comunidad Salamalag Centro
Fuente: Autores

2.2.2 CATASTRO DE EVALUACIÓN

En las visitas técnicas realizadas desde del mes de mayo del 2010 hasta la fecha, se ha podido realizar un levantamiento de información sobre la infraestructura hidráulica de riego existente actualmente. Considerando que la Comuna Salamalag Centro tiene una extensión de 155.60 hectáreas, con los siguientes límites:

- Norte: Comunidad Niñin Cachipata
- Sur: Comunidad Maca Grande Cantón Pujilí
- Este: Comunidad de Guanto Grande
- Oeste: Parroquia Guangaje del Cantón Pujilí (Cerro Atapulo)

CATASTRO DE INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA EXISTENTE DE RIEGO (QUEBRADA ALMAYDA TINGO)							
INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA DE RIEGO	EXISTENCIA		CONDICION				OBSERVACIÓN
	SI	NO	EXELENTE	BUENA	REGULAR	MALA	
CAPTACIONES (BOCATOMAS)	X					X	Captación directa a través de un embalce con materiales del lugar, en malas condiciones localizado en la Quebrada Almayda Tingo
CONDUCCIONES (OBRAS DE ARTE)	X					X	Conducción de aproximadamente 3.65 Km, en malas condiciones y en determinados sectores inexistente por falta de mantenimiento.
ALMACENAMIENTO (RESERVORIOS)		X					
DISTRIBUCIÓN (COMPUERTAS, AFORADORES Y PARTIDORES)		X					

CATASTRO DE INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA EXISTENTE DE RIEGO (QUEBRADA ACHUPALLA HUAYCO)							
INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA DE RIEGO	EXISTENCIA		CONDICION				OBSERVACIÓN
	SI	NO	EXELENTE	BUENA	REGULAR	MALA	
CAPTACIONES (BOCATOMAS)		X					
CONDUCCIONES (OBRAS DE ARTE)		X					
ALMACENAMIENTO (RESERVORIOS)		X					
DISTRIBUCIÓN (COMPUERTAS, AFORADORES Y PARTIDORES)		X					

CATASTRO DE INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA EXISTENTE DE RIEGO (QUEBRADA ATAPULO)							
INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA DE RIEGO	EXISTENCIA		CONDICION				OBSERVACIÓN
	SI	NO	EXELENTE	BUENA	REGULAR	MALA	
CAPTACIONES (BOCATOMAS)	X					X	Captación directa a través de un embalce con materiales del lugar, en malas condiciones localizado en la Quebrada Atapulo.
CONDUCCIONES (OBRAS DE ARTE)	X					X	Conducción de aproximadamente 0.35 Km hasta un Tanque Reserva cercano al centro poblado, en malas condiciones manguera polietileno de 2"
ALMACENAMIENTO (RESERVORIOS)	X				X		Tanque de horimigon armado en regulares condiciones, fuera de servicio (Abandonado)
DISTRIBUCIÓN (COMPUERTAS, AFORADORES Y PARTIDORES)		X					

Tabla 3: Catastro del Sistema Existente
Fuente: Autores

Realizado el análisis de los sistemas actuales de riego podemos concluir que dichos sistemas se encuentran obsoletos, su funcionamiento es sin criterios técnicos, por lo que es necesario realizar un estudio técnico para el aprovechamiento y mejor manejo del recurso hídrico de las Quebradas anteriormente mencionadas.

Foto No4: Quebrada Achupalla Huayco
Fuente: Autores

Foto No5: Quebrada Almayda Tingo
Fuente: Autores

PROYECTO DE RIEGO DE LA COMUNA SALAMALAG CENTRO DE LA PARROQUIA COCHAPAMBA, CANTON SAQUISILI, PROVINCIA DE COTOPAXI.

F A S E I: DIAGNOSTICO EVALUACION Y ESTUDIO DE FACTIBILIDAD DE ALTERNATIVAS

2.3 ESTUDIO SOCIOECONOMICO

2.3.1 COMPONENTE SOCIOECONÓMICO

2.3.1.1 Introducción

La comuna de Salamalag Centro está ubicado al Oeste de la ciudad de Saquisilí, en la zona sur de la Parroquia de Cochabamba, que conforma la cuenca hidrográfica del Río Pastaza perteneciente al sistema del rio Cutuchi, se encuentra a una altitud entre los 2900 y 4200 msnm, el clima a una altitud de 3420 msnm es 10ºC se considera como zona de paramos. La Comuna Salamalag Centro tiene una extensión de 155.60 hectáreas reconocidas como centro poblado y zona rural.

La Comuna Salamalag Centro puede ser definida de acuerdo a sus características específicas de población, actividades económicas, Agricultura y/o Pecuarias, En este sentido la ubicación relativa de Comuna Salamalag Centro – La Situación de Centro de la Franja Agrícola, determina su papel como centro de abastecimiento parroquial de productos agropecuarios principalmente para el mercado interno.

La concentración poblacional de la Comuna Salamalag Centro está representada en forma dispersa, por tal motivo se toma una muestra de esta población que representa alrededor del 50% de su población.

2.3.1.2 Metodología

El levantamiento de la Línea Base para la caracterización socio-económica de la población asentada dentro del área de influencia, tomó en cuenta la investigación bibliográfica y la investigación de campo. En la primera parte, trabajamos fundamentalmente con fuentes documentales y electrónicas que recogen información estadística e indicadores socio-económicos y demográficos.

También revisamos determinados referentes teóricos que nos ayudaron a comprender el proceso de asentamiento y consolidación de la comuna en torno a circuitos agrarios. Para esta investigación, establecimos un perímetro de investigación circunscrito a las zonas de influencia del proyecto (zona central de la Comuna Salamalag).

En lo que se relaciona con la investigación de campo utilizamos los datos arrojados por la encuesta socio-económica formulada por los autores; levantamos una evaluación de la información a partir de una muestra aleatoria que nos sirvió para entrevistar a jefes de hogar y comprobar la veracidad de la información. Nuestro trabajo de campo se realizó, utilizando métodos de investigación cualitativa para recoger información de fuentes calificadas.

El diseño de las encuestas de verificación fueron aplicadas a un informante mayor de edad, preferentemente jefe de hogar.

La investigación cualitativa se basó en entrevistas abiertas y semi estructuradas a autoridades y funcionarios comunitarios y personas claves. Se abordó su percepción sobre la comuna, las actividades de la población, los principales problemas; así como su percepción sobre las condiciones ambientales y el proyecto.

2.3.1.3 Aspectos demográficos

Según datos del Censo del 2001 (INEC: 2002), la parroquia Cochapamba registra una población de 4.266 habitantes, repartidos en la parroquia.

El 90% de la población vive en las zonas rurales, mientras el 10% reside en los espacios urbanos de la parroquia. Este dato refuerza la hipótesis manejada por nosotros líneas arriba, al definir a Salamalag Centro como una comuna de espacio rural. También demuestra la imposibilidad de tomar los datos generales del Cantón cómo criterio para estimar el comportamiento de la población en las zonas rurales y específicamente en el área de influencia del proyecto. Se presenta un fenómeno característico del tipo de espacio que estamos analizando aquí. La población en su mayoría dedicada a actividades agropecuarias tiende a la migración de la ciudad. Esta dinámica social puede ser vista como una estrategia de reproducción social orientada a generar continuidades entre las labores agropecuarias (ganado, cultivos, etc.) y las posibilidades de mejorar la calidad de vida, al articularse a las redes de infraestructura y servicios que ofrecen las ciudades adyacentes.

La población no presiona las áreas centrales de la Parroquia de Cochapamba, pero trata de vincularse a las obras de infraestructura construidas para ellas. A partir de este aspecto, podemos dimensionar de mejor manera la población que será servida por el proyecto.

Otro fenómeno a tomar en cuenta es la influencia de la población flotante sobre la comuna. Esta población se deriva tanto de las temporadas de feria y cosechas, cómo de las dinámicas de migración eventual a zonas de trabajo temporal.

Los datos del Censo del 2001, levantados en las zonas de influencia del proyecto, arrojan una población de 4266 habitantes y 794 viviendas para la Parroquia de Cochapamba, con estos datos se proceden a realizar los siguientes cálculos demográficos.

METODO Nº1: CÁLCULO POBLACIÓN INICIAL POR MEDIO DEL ÍNDICE PARRROQUIAL (habitante / Km^2)		
Parroquia Cochapamba		
Área (Km^2)	# habitantes	i = (habitante / Km^2)
105.65	4266	40.38
Comuna Salamalag Centro		
Área (has)	Área (Km^2)	Po = i*A (# habitantes)
155.6	1.56	63
Po es población inicial al 2001		

METODO Nº2: CÁLCULO POBLACIÓN INICIAL POR MEDIO DEL ÍNDICE PARRROQUIAL (habitante / Vivienda)		
Parroquia Cochapamba		
# viviendas	# habitantes	i = (habitante / Km^2)
794	4266	5.37
Comuna Salamalag Centro		
# viviendas según conteo de parcelas censo autores	Po = i * # viviendas (# habitantes)	
91	489	
Po es población inicial al 2001		

Tabla 4: Métodos I y II de Estimación Poblacional
Fuente: Autores

METODO Nº3: CÁLCULO POBLACIÓN INICIAL POR MEDIO DEL ÍNDICE CÀLCULADO POR LOS AUTORES SEGÚN CENSO REALIZADO POR LOS MISMOS (habitante / Vivienda)

CALCULO DE POBLACIÓN Y VIVIENDAS AUTORES			
ITEM	***Parcelas***	***# Habitantes Parcial***	***# Habitantes Acumulado***
1	3	2	6
2	3	3	9
3	9	6	54
4	6	7	42
5	12	8	96
6	6	9	54
7	3	10	30
8	3	15	45
∑=	***45***		***336***

Muestra aleatoria tomada por los autores con la poblacion mas representativa; directivos de la comuna y familias frecuentes que asisten a reuniones comunales.

Parroquia Salamalag Centro		
# viviendas	***# habitantes***	***i = (habitante / Km^2)***
45	336	7.47

Comuna Salamalag Centro	
# viviendas según conteo de parcelas censo autores	***Po = i * # viviendas (# habitantes)***
91	679

Po es población inicial al 2010

Tabla 5: Métodos III de Estimación Poblacional
Fuente: Autores

Esta población se distribuye en las zonas de influencia del proyecto, tal como se especifica en la Gráfico de población en el área de cobertura.

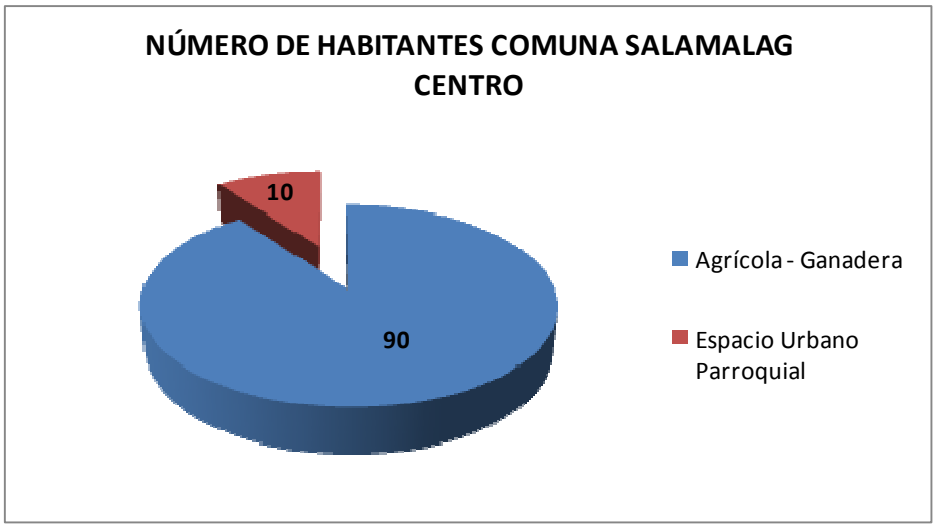


Gráfico 2: Población del Área de Cobertura
Fuente: Autores

COMUNA SALAMALAG CENTRO	
AÑO	***POBLACIÓN DISEÑO***
2010	***480***
2011	495
2012	511
2013	528
2014	545
2015	563
2016	582
2017	601
2018	621
2019	641
2020	***663***
2021	685
2022	707
2023	731
2024	755
2025	779
2026	804
2027	830
2028	857
2029	884
2030	***912***
2031	941
2032	970
2033	1000
2034	1031
2035	1062
2036	1094
2037	1126
2038	1160
2039	1194
2040	***1228***

Tabla 6: Datos Estadísticos Calculados de la Población Comuna Salamalag Centro
Fuente: Autores

Tasa de crecimiento

1. La tasa de crecimiento utilizada para el estudio corresponde a la tasa dispuesta por el Censo Nacional del 2001 en donde se establece un porcentaje de crecimiento igual a 2.7%.

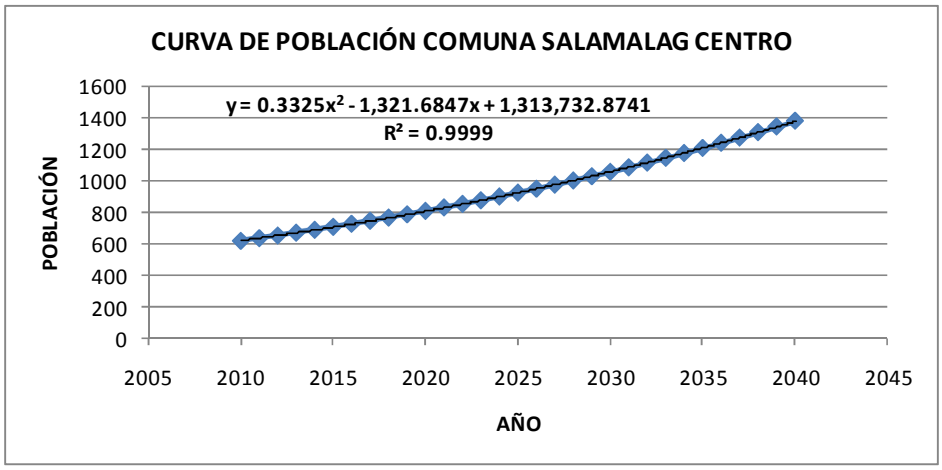


Gráfico 3: Estimación de la Población Futura
Fuente: Autores

Composición por edad y sexo

La estructura demográfica organizada por sexo en la Comuna Salamalag Centro sigue la tendencia regional con una población femenina ligeramente mayor a la masculina. Los hombres representan el 46.1% de la población, en tanto que las mujeres son el 53.9%. Esta tendencia es normal si consideramos los tipos de asentamientos y actividades económicas que se desarrollan en la zona de influencia del proyecto.

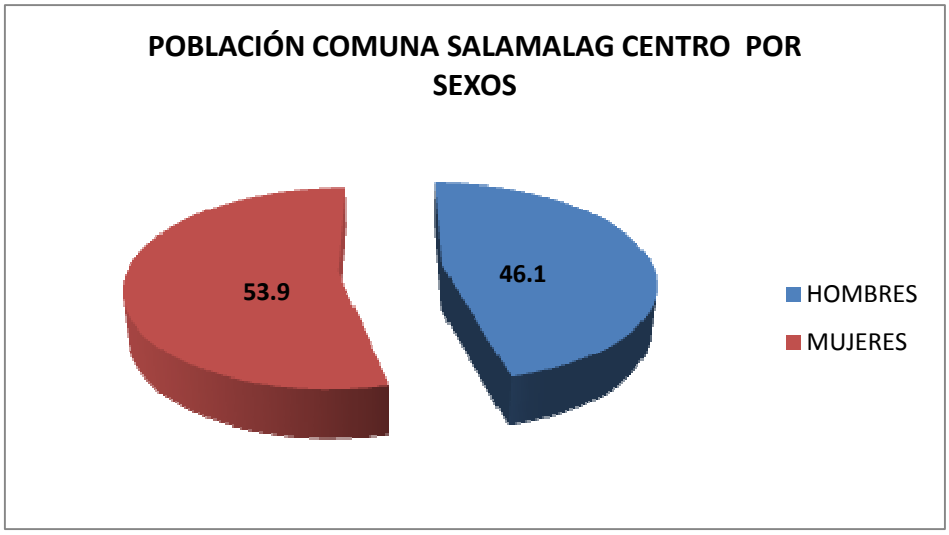


Gráfico 4: Composición por Sexo de la Población del Área de Influencia
Fuente: Autores

SEXO	# HAB.	%
Femenino	181	53.9%
Masculino	155	46.1%
	336	100%

Tabla 7: Distribución de la Población por Género
Fuente: Autores

En cuanto a la distribución de la población por edad, al igual que en el resto del país, la Comuna Salamalag Centro presenta una distribución estable con una población infantil menor a 5 años que representa el 17.5%, una población adolecente menor de 15 años representada por el 27.4% y por ultimo una población mayor a 15 años que consiste en el 54.9%. Por lo general, las causas que determinan esta distribución del volumen de población están asociadas a tasas de natalidad estables y componentes equilibrados de migración.

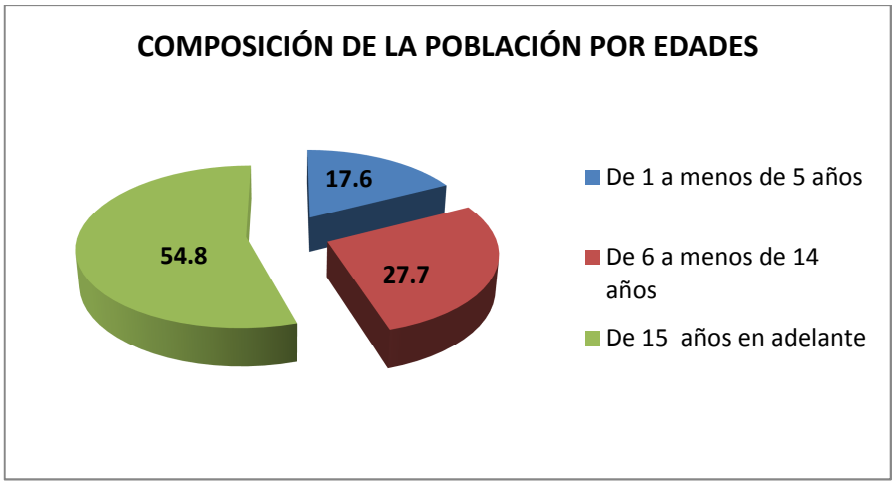


Gráfico 5: Composición de la Población por Edades
Fuente: Autores

EDADES	# HAB.	%
de 1 a menos de 5 años	59	17.6%
de 6 a menos de 14 años	93	27.7%
de 15 años en adelante	184	54.8%
TOTAL	**336**	**100%**

Tabla 8: Distribución de la Población por Rangos de Edad
Fuente: Autores

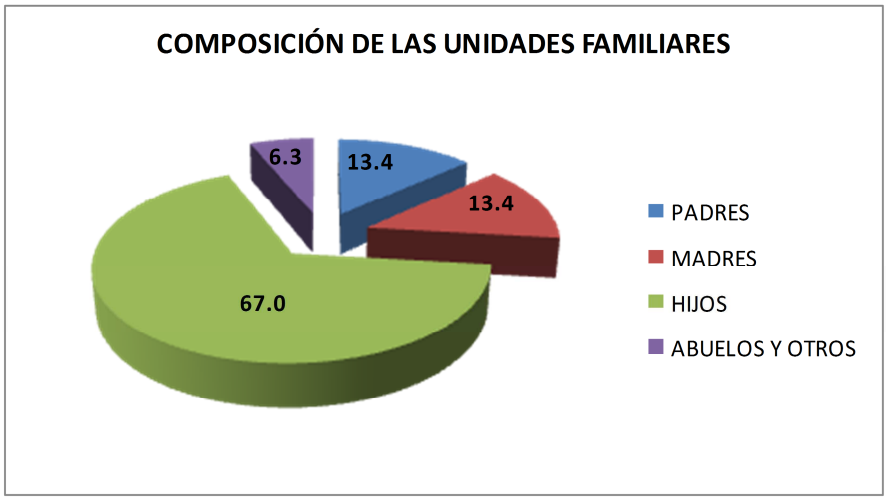


Gráfico 6: Composición de las Unidades Familiares
Fuente: Autores

COMPOSICION FAMILIAR	# HAB.	%
PADRES	45	13.4%
MADRES	45	13.4%
HIJOS	225	67.0%
ABUELOS Y OTROS	21	6.30%
TOTAL	336	100%

Tabla 9: Distribución de la Población según la Composición Familiar
Fuente: Autores

2.3.4 CONDICIONES ECONÓMICAS

2.3.4.1 PEA y condiciones de empleo

El Censo realizado por los autores en el año 2010, estableció que la Población Económicamente Activa (PEA) en la Comuna Salamalag Centro está representado por el 54.8% y la Población Económicamente Inactiva (PEI) de la misma llega al 45.2%

Se considera como población económicamente activa a la siguiente población; padres, madres, tercera edad y mayores a 15 años. Se considera dentro de este grupo a la tercera edad ya que por encuesta este grupo realiza tareas agrícolas familiares y comunitarias.

Dentro de la población económicamente inactiva se considera a los niños menores de 5 años y al grupo pre adolecente menores de 14 años, los mismos que colaboran en las labores agrícolas pero no equiparándose a la fuerza laboral de la PEA.

Aspiramos a entender las condiciones de ocupación, desocupación, a partir de las especificidades derivadas de las líneas productivas fundamentales de la Comuna, por su fuerte influjo en la generación de nichos temporales e informales de trabajo que los indicadores formales tienden a sub registrar.

El análisis de la PEA por sectores de ocupación está detallado en la tabla 2-5. De los datos censales realizados por los autores, confirmamos el peso que tienen las actividades agropecuarias sobre la vida de la comuna y parroquia, al tiempo que se abren nuevas interrogantes sobre la estrecha relación entre los ciclos agropecuarios, sus problemáticas y el crecimiento/decrecimiento de la ciudad y las demandas de infraestructura y servicios.

La participación de mujeres en la PEA, ratifica la tendencia regional que determina distintas condiciones en la distribución del empleo agrícola, las mismas que no reciben sueldo alguno más bien un ingreso familiar, administrado por el jefe de hogar generando una sociedad patriarcal y machista.

Las estructuras sociales que perpetúan la inequidad de género, se agravan fundamentalmente en el ámbito económico estableciendo predisposición a fenómenos como la marginalidad económica, la precariedad laboral, actividades no remuneradas, entre otros fenómenos que son constitutivos de una creciente feminización de la pobreza.

Trabajadores en la rama agrícola, silvicultura, pesca. Caza	64.1%
Mujeres en la pea	24.5%
Trabajadores sector terciario e la PEA	11.4%

Tabla 10: Categoría de Ocupación de la PEA.
Fuente: Censo Autores 2010

2.3.4.2 Principales actividades económicas

De las categorías de ocupación, el 64.1% de la PEA se emplea en actividades de agricultura, silvicultura, caza o pesca como cuentapropista, el sector de mujeres no asalariadas y asalariadas representa 24.5%, convirtiendo en el segundo sector de importancia, mientras el sector terciario; comercio, transporte, almacenamiento y turismo entre trabajadores no asalariados y asalariados representa el 11.4%, convirtiéndose en el tercer sector en importancia de la Comuna Salamalag Centro.

Un dato más aproximado es el levantamiento de información sobre las actividades económicas de la Comuna Salamalag Centro realizado por los autores, en la cual se aprecia como sector urbano a la comuna central y rural a la periferia de dicha comuna. En la Gráfico 11 podemos observar de manera más detallada la distribución de la población por actividades.

RAMA O ACTIVIDAD	PEA		
	TOTAL	URBANA	RURAL
Agrícola ganadera	115	100	15
Comercio al por mayor y menor	30	20	10
Transporte almacenamiento y comunicaciones	25	15	10
Otras actividades comunitarios sociales	5	5	0
No declarados	9	9	0
TOTAL	184	149	35

Tabla 11: Distribución de la Población por Actividades (PEA).
Fuente: Censo Autores 2010

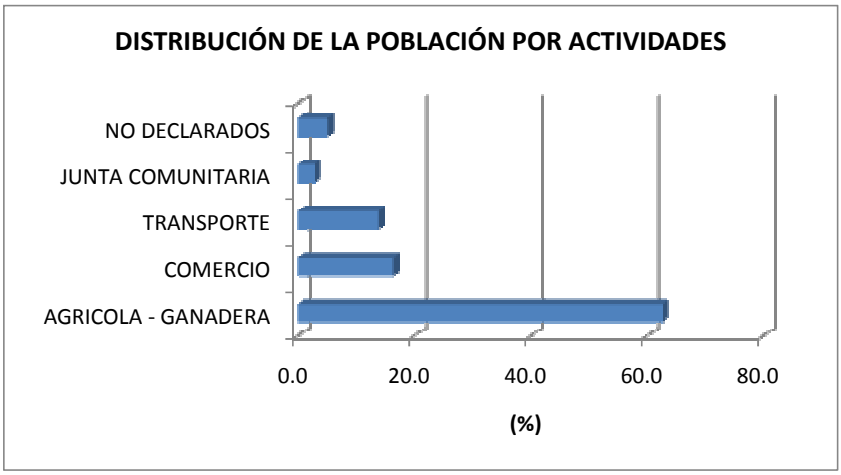


Gráfico 7: Distribución de la Población por Actividades.
Fuente: Censo Autores 2010

De este cuadro, se derivan líneas de producción específicas para la Comuna Salamalag Centro y la parroquia de Cochapamba. Del análisis de las líneas de la comuna, tomaremos como referencia únicamente a la actividad agrícola por su estrecha relación con la dinámica de la comuna.

En la Comuna Salamalag Centro, tiene una franja agrícola que cubre una superficie de 146 has, en la práctica se llama finca, hacienda, quinta, granja, fundo o predio dedicado total o parcialmente a la producción agropecuaria, de las cuales, de **menos de 5 has**, cubre una superficie de 122 has, representando el 96%, de **5-10 has** cubre una superficie de 24 has, representando el 4% del total de la superficie agrícola de la Comuna.

Del mismo modo, existe una base pecuaria de ganado lanar conformado por 133 cabezas de ganado lanar, ganado vacuno conformado por 21 cabezas de ganado vacuno, 12 de ganado porcino y unos 100 animales domésticos (Cuyes, Conejos, Gallinas, etc.). El estiércol de las ovejas se utiliza como abono orgánico con una frecuencia del 80%, tomando como fuente la encuesta realizado por los autores en octubre del 2010, estos animales sirven para el autoconsumo, comercialización de carne y lana para su venta en las diferentes ferias que se realizan en el Cantón Saquisilí.

Foto No6: Ganado Ovino.
Fuente: Censo Autores 2010

La ausencia de agroindustrias en la región convierte a la comercialización en un verdadero *cuello de botella* para los productos agropecuarios. La mayoría de productos deben venderse a medianos intermediarios que manejan precios de mercado bajos. Este factor, unido a las malas condiciones de los caminos para transportar productos, los altos costos de los insumos y la escasez de créditos para el pequeño y mediano productor, han generado un malestar crónico para el sector agrícola. El agravamiento de las contradicciones como resultado de las políticas de aperturismo económico y la libre importación de productos agrícolas de países con subsidios, podrían agravar la situación del campo en Salamalag Centro y Cochapamba, generando posibles olas de migración interna y externa que eventualmente podrían poner presión sobre la Ciudad de Saquisilí.

Una de los principales indicadores de la crisis del sector agrícola es el proceso de reconcentración de la tierra en la zona dado por comuneros con poder económico, tendencia peligrosa si consideramos que la densidad poblacional favorable al área rural podría alterarse en función de este fenómeno.

Para mirar esta tendencia hemos recogido el dato sobre formas de tenencia de la Tierra en donde 68 hectáreas representan el 46.7% que se encuentran bajo la Gráfico legal de posesión de tierras, mientras una cantidad no muy distinta de 78 hectáreas representan el 53.3% que poseen título de propiedad, tal como se detalla en la Tabla 12.

FORMAS DE TENENCIA	(%)	HECTÁREAS
Propia con Título	53.3	78
Ocupada sin Título	46.7	68
TOTAL	100	146

Tabla 12: Formas de Tenencia de la Tierra.
Fuente: Censo Autores 2010

Cabe indicar que en el mes de octubre del 2010, se encontró personal del INDA realizando las inspecciones necesarias para la legalización de la tierra agrícola, en el sector limítrofe de las Comunas Salamalag Centro y Niñin Cachipata.

Según la información extraída de la Gráfico 2-6, encontramos a 30 personas ubicadas en el área urbana que realizan actividades de comercio. La mayor parte de la actividad comercial en Salamalag Centro, corresponde al comercio de granos y víveres, dada la salida tradicional de estos dos productos en el mercado local de Saquisilí.

El dinamizador fundamental del comercio regional es los días de feria, que se realizan los días, domingos, miércoles y jueves. El abastecimiento local de productos y la oferta para el mercado regional convergen en el Mercado y las zonas aledañas de Saquisilí, registrándose un significativo flujo de dinero, especialmente en las temporadas de cosecha.

Una participación ligada estrechamente al comercio es el transporte y almacenamiento de productos agropecuarios 25 personas del área se dedican a conectar los nodos principales del mercado regional a través del transporte terrestre, en unidades de transporte liviano y pesado. El circuito regional abarca amplios espacios del Cantón Saquisilí; sin embargo los nodos más frecuentes son los que pertenecen al circuito Saquisilí – Niñin Cachipata– Salamalag Centro– Cochapamba.

Para finalizar este análisis, mencionaremos que la línea de turismo en el Canton Saquisili, Parroquia Cochapamba, Comuna Salamalag Centro no presenta regularidades considerables. No solo que existe una insuficiente infraestructura para acoger estas actividades, sino que los posibles lugares destinados a esta actividad no cuentan con una propuesta sostenida para el desarrollo del ecoturismo, posibilidad que se presenta como la más lógica para el tipo de recurso natural y composición socio-cultural de la zona.

Existe eso sí, un considerable número de restaurantes y negocios de comida pertenecientes a familias de la zona, cuyos negocios están vinculados a los flujos de turismo y comercio en la Ciudad de Saquisilí.

2.3.4.3 Ingresos y consumo

Las condiciones de ingresos determinan las capacidades de consumo por hogar. Hasta ahora hemos señalado las principales ramas de actividad, que generan ingresos para las familias de la zona. Dentro de estas actividades cabe discriminar tres tipos generales de ingresos: aquellos percibidos directamente por la actividad agropecuaria, comercio y transporte.

La discusión sobre indicadores de medición de los niveles de pobreza en los últimos años, ha multiplicado los enfoques sobre lo que se debería entender por pobreza. Sin entrar en una discusión teórica, quisiéramos señalar que para el estudio hemos tomado en cuenta el enfoque de pobreza como privación relativa, dando por tanto

prioridad a aquellos indicadores que miden la disponibilidad de servicios básicos y capacidad de consumo.

Según la encuesta realizada por los autores en octubre del 2010, el 20% se establece como una incidencia estable de consumo, una incidencia de pobreza en el consumo del 70% de los hogares de Salamalag Centro urbana y rural (periferia), 10% se halla en extrema pobreza de consumo.

Estos elevados índices despiertan inquietud sobre la magnitud de la pobreza de consumo en Salamalag Centro. Este será un factor a tomar en cuenta al abordar la predisposición y posibilidad de la población en el pago de los servicios públicos, especialmente de aquellos que están proyectados. Recomendamos establecer procesos de concertación con la población para establecer tarifas de consumo.

2.3.5 CONDICIONES SOCIALES

2.3.5.1 Educación

El promedio de escolaridad de la población de Cotopaxi es de 4,4 años, existiendo diferencias entre hombres y mujeres, pues la población masculina cuenta con un promedio de 5,2 años de escolaridad, mientras que la población femenina con tan solo 3,04 años de escolaridad promedio. Otra diferencia importante se da entre las áreas urbanas y las rurales; en las áreas urbanas la población tiene 7,6 años de escolaridad promedio, mientras que en las áreas rurales tan solo 3,2 años.

Estos índices de escolaridad son similares a los de la Parroquia de Cochapamba, ya que el índice de escolaridad para hombres es 4.2 años y mujeres es 2.5 años, esto se debe a muchos aspectos pero los principales tomados de la encuesta octubre del 2010 son los siguientes:

- Embarazos pre adolecentes.
- Matrimonios adolecentes, donde la mujer deja de estudiar para dedicarse a las labores domésticas.
- Calidad de vida baja, no existe iniciativas para fomentar la educación rural e ingresos bajos de las familias.
- Cultura social con tradiciones ambiguas arraigadas de generación en generación, prima el machismo.

Si comparamos el analfabetismo por sexos, en Cotopaxi el porcentaje para hombres es del 16% y para mujeres el 30,8%, lo que demuestra que el analfabetismo de la mujer en la provincia es más dramático y corrobora los datos censales de autores en los párrafos anteriores.

La alta incidencia de analfabetos/as está relacionada con las condiciones de empleo e ingresos en la Comuna. Las labores agrícolas demandan el concurso de los niños desde temprana edad y determinan un comportamiento regular de deserción escolar.

Instituciones educativas

En todo el la Comuna Salamalag Centro existen 1 institución educativa bilingüe hasta nivel básico, debiendo trasladarse los estudiantes a la ciudad de Saquisilí para continuar los estudios secundarios. En la Cabecera Cantonal, se concentran 53 establecimientos registrados según encuesta realizada en el sector.

Tipo	Número establecimientos
Pre escolar	4
Escuelas	45
Bachillero	4
Total	**53**

Tabla 13: Instituciones Educativas Ubicadas en Saquisilí.
Fuente: Censo Autores 2010

Con los datos anteriormente expuestos presenta una tendencia de los hogares rurales a enviar a sus hijos a estudiar en la Cabecera Cantonal. Así, existe en Salamalag Centro una marcada concentración de población estudiantil que se traslada a la ciudad de Saquisilí.

Esta creciente población estudiantil que procede a emigrar a la ciudad se basa en obtener una educación de calidad, personalizada y acorde a la realidad nacional tecnológica. De acuerdo al test realizado en el censo de octubre del 2010 se determina que el nivel académico de la Escuela Salamalag Centro es regular entre los aspectos más sobresalientes están:

- Falta de apoyo de los padres de familia en el proceso de educación.
- Inclusión social de los niños a labores agrícolas.
- Insuficientes profesores para enseñanza en muchos casos un solo profesor es encargado de varios años de educación básica.
- Medios tecnológicos modernos no existen para mejorar el desarrollo cognoscitivo de los niños.

Año Educación Básica	Área de Evaluación	
	Lenguaje	Matemáticas
Segundo	13.5	10
Tercero	12	8.5
Cuarto	10	12
TOTAL	**11.7**	**10.2**

Tabla 14: Resultado de Pruebas Censo 2010.
Fuente: Censo Autores 2010

Se presenta los distintos niveles de educación, color verde al nivel pre primario, anaranjado al primario, amarillo al medio y rojo al superior, para nuestro sector censal un circulo de color azul encontramos como nivel de educación la primaria predominando en las Comunas de la Parroquia de Cochapamba.

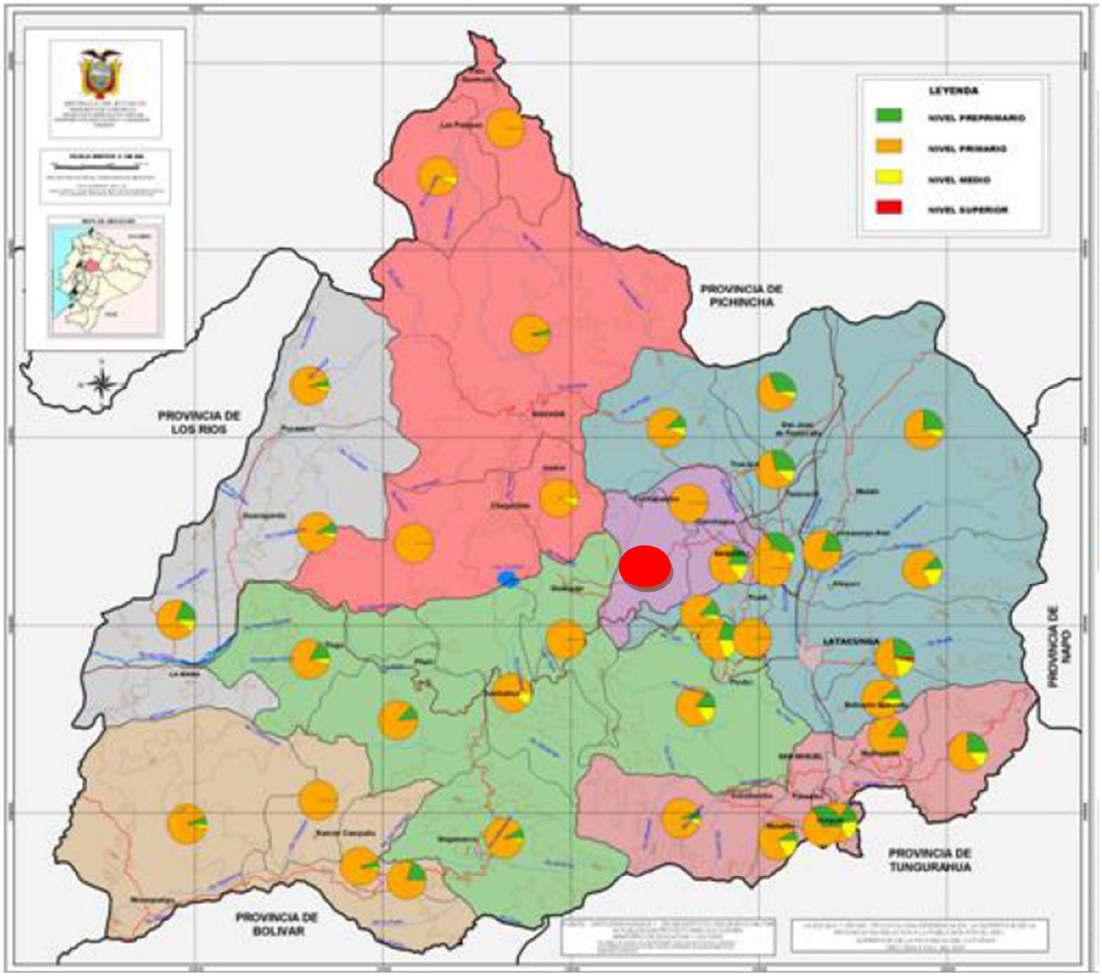


Gráfico 9: Mapas de Niveles Educativos.
Fuente: MAGAP

2.3.5.2 Salud

Las condiciones de salud del sector se encuentran determinadas por la convergencia de tres factores. En primer lugar, los niveles de pobreza y desatención del Cantón tornan vulnerable a la población a enfermedades propias del Tercer Mundo como la neumonía, tuberculosis o el síndrome diarreico agudo; al tiempo que se tornan crónicas otras como las parasitosis, enfermedades gastrointestinales, y anemias. En segundo lugar, es imprescindible señalar que junto a la persistencia de las llamadas *enfermedades de la pobreza,* se registra también un cambio en el perfil epidemiológico consecuente con las tendencias nacionales que establecen un significativo decrecimiento de las muertes por enfermedades prevenibles, y un aumento de aquellas crónico-degenerativas y relacionadas con la interacción social.

Un tercer elemento a tomar en cuenta es la escasa o nula –en ciertos casos – cobertura de los servicios básicos (alcantarillado, agua potable, recolección de basura, etc.). Este factor sumado a la precaria red de atención médica, conGráfico un panorama caracterizado por la persistencia de ciclos infecciosos típicos en invierno con problemas de saneamiento ambiental.

Establecimientos de salud.

En el sector de influencia del proyecto Salamalag Centro no cuenta con un Centro de Salud, Saquisilí cuenta con el Centro de Salud Cantonal el mismo cuando existen emergencias graves o sobrepasan su capacidad, son trasladados al Hospital General de Latacunga.

Foto 7: Centro de Salud Saquisilí.
Fuente: Censo Autores 2010

Las encuestas aplicadas a la población demuestran que cuando existe un quebranto de salud prolongado o alguna emergencia médica, el Hospital más utilizado es el de Latacunga.

Principales enfermedades

De acuerdo a la información del Centro Salud Saquisilí las principales enfermedades reportadas en las unidades de salud del cantón para el 2010:

Enfermedades	Porcentajes
IRA	24
EDA	27
Enfermedades Piel	13
Infección Vías Urinarias	15
Parasitosis	15
Gastritis	6

Tabla 15: Principales Enfermedades Reportadas en las Unidades de Salud del Cantón.
Fuente: Diagnostico de Salud del Cantón Saquisilí

Las enfermedades diarreicas (EDA) y parasitosis es la principal afección de la población en el cantón, elemento que está ligado indisolublemente a los problemas de los servicios sanitarios tanto en la ciudad como en el cantón. En tanto la parasitosis puede convertirse en una condición crónica que genera leves molestias estomacales, anemias y fatiga; considerando además la práctica extendida de acudir a la medicina de conocimientos tradicionales – las famosas “aguas de purga” por ejemplo - creemos que puede existir un sub registro considerable de los casos.

Sin embargo, es importante no perder de vista el hecho de que muchas de estas enfermedades afectan a sectores vulnerables por la pobreza. Es un hecho que el normal funcionamiento del sistema inmunológico está coaligado estrechamente con la calidad de vida y alimentación de las personas.

Discriminando el cuadro de enfermedades, podemos apreciar por ejemplo la gran cantidad de enfermedades producidas por precarias condiciones sanitarias. Entre estas podemos enumerar las enfermedades diarreicas agudas (EDA), trastornos digestivos y parásitos intestinales.

En la zona del proyecto, delimitamos la incidencia de enfermedades según la información levantada por los autores.

ENFERMEDADES	%
EDA	17.3
TRASTORNOS DIGESTIVOS	13.7
PARASITOS INTESTINALES	31.3
FIEBRE	37.8
TOTAL	100

Tabla 16: Enfermedades más Frecuentes en las Familias de las Zonas del Proyecto.
Fuente: Censo Autores 2010

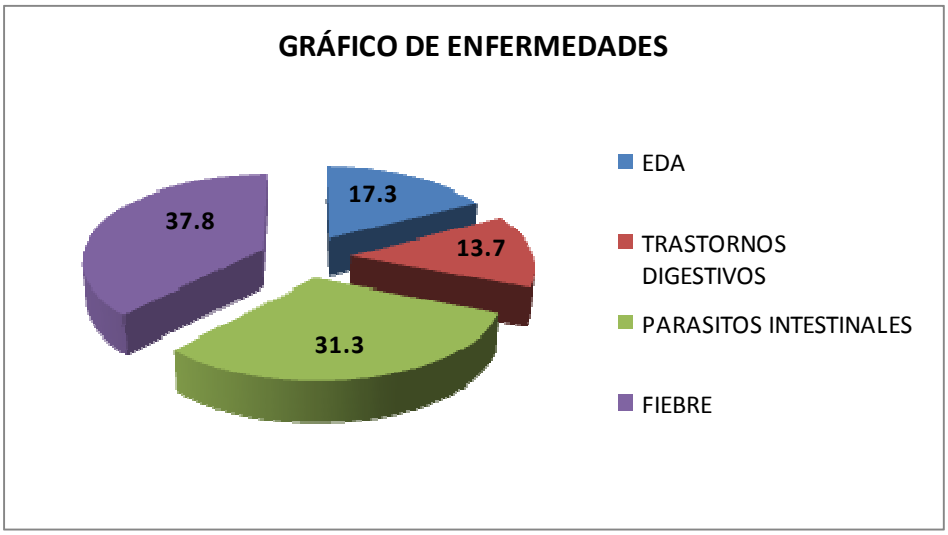


Gráfico No11: Enfermedades Representativas por Porcentajes.
Fuente: Censo Autores 2010

En las ciudades vinculadas a circuitos rurales, la percepción cultural sobre la salud dista considerablemente de la percepción clásica. El "estar enfermo" es una condición que se manifiesta en la imposibilidad de trabajar, cumplir actividades, movilizarse libremente, etc. Diferente del "estar enfermo" es la sensación de "malestar" referida en este caso a molestias en el cuerpo que no interrumpen, ni impiden necesariamente el tiempo de trabajo. El "mal-estar" no es percibido como enfermedad, sino como una incomodidad prolongada. Muchas enfermedades crónicas –sobre todo la parasitosis – pueden por tanto no ser asumida como una enfermedad.

El segundo factor tiene que ver con la concentración de las EDA´s (Enfermedades Diarreicas) agudas en la comuna. Dicha concentración puede estar relacionada con el agua de consumo pues son captaciones directas de manantiales, sin ningún tratamiento y mantenimiento de las líneas de conducción en los meses de invierno.

Las enfermedades dérmicas están vinculadas a factores tales como el estancamiento de aguas servidas, la proliferación de agentes contaminantes en el río, el inadecuado servicio de recolección de basura, entre otros.

Mortalidad y causas de muerte.

El cuadro de las diez principales causas de muerte en el cantón elaborado por el Diagnóstico de Salud del Cantón Saquisilí, se puede apreciar cómo las principales causas de muerte se relacionan con enfermedades crónico degenerativas, y en varios casos con hábitos de vida como el tipo de dieta ingerida (hipertensión, cerebro-vasculares, isquémicas de corazón, diabetes, tumores de estómago, etc.

CAUSAS ENFERMEDADES	(%)
Insuficiencia renal	20
Senilidad	15
No especificada	15
Insuficiencia cardiaca	10
Accidente cerebro vascular	8
Neumonía	6
Para cardiaco respiratorio	6
Septicemia	4
Neumonía - Bronquitis	4
Bronquitis	4
Fracturas	4
Hipertensión arterial	4
Total	100

Tabla 17: Causas de las Enfermedades Comunes del Proyecto.
Fuente: Censo Autores 2010

2.3.5.3 Vivienda y servicios básicos

Infraestructura de vivienda

La constitución de comunas rurales como Salamalag Centro establece el registro de alrededor de 110 viviendas en la comuna y una tasa de densidad habitacional de 7.47 habitantes por kilómetro cuadrado. El tipo de construcciones no tiene un patrón fijo pues la mayoría de viviendas se han levantado con sentido funcional; buscando acoplar las viviendas con otro tipo de actividades que permitan generar ingresos para las familias (viviendas, bodegas, garajes, etc.). Planes de desarrollo de viviendas son realizadas por el MIDUVI en la Comuna Salamalag Centro.

TIPO	%
Casa o villa unifamiliar	24
Mediagua	45
MIDUVI	23
Rancho, chozas	8
TOTAL	100

Tabla 18: Viviendas según Tipos de Construcción.
Fuente: Censo Autores 2010

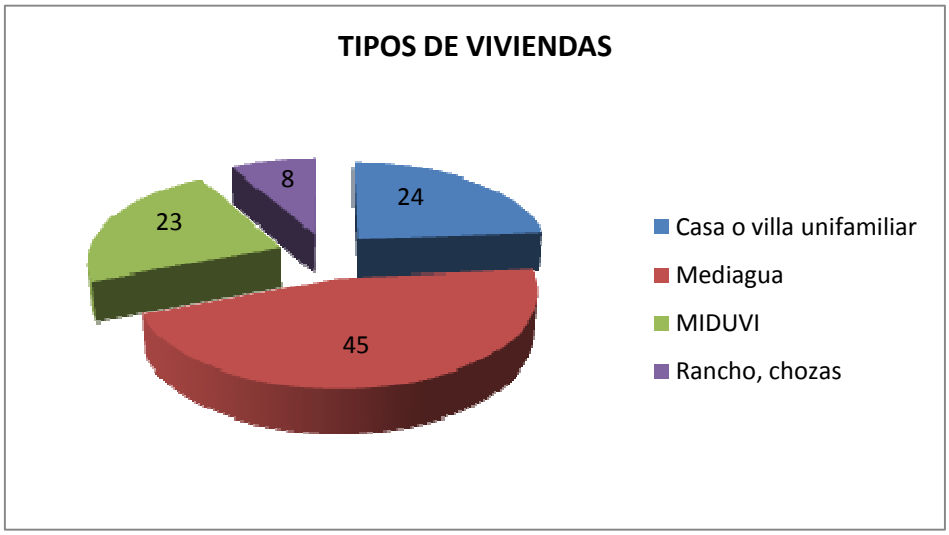


Gráfico 12: Viviendas según Tipo de Construcción.
Fuente: Censo Autores 2010

El material predominante es el cemento, sobre todo en las partes consolidadas de la comuna, sin embargo, no es inusual observar la combinación de distintos materiales en una sola vivienda, incluso en el centro. De igual manera podemos observar una distribución importante del ladrillo, pero es mucho más usual encontrarlo combinado con cemento. El adobe es un material común en algunas viviendas. En cuanto a las viviendas de bloque, pese a que en ciertos sectores de la periferia se detectan asentamientos de bloque, su número es medianamente significativo, pues los asentamientos precarios, prefieren significativamente el adobe.

La estructura de propiedad de la vivienda en la zona de influencia del proyecto, demuestra un mayor percentil de propietarios, elemento que indica una cierta regularidad y un escaso mercado de bienes inmobiliarios.

VIVIENDA	# VIVIENDAS	%
PROPIA RENTADA	101 9	92% 8%
TOTAL	110	100%

Tabla 19: Tenencia de la Vivienda.
Fuente: Censo Autores 2010

De los encuestados consultados, el 92% es propietario de vivienda, mientras el 9% arrienda o habita en una vivienda prestada. El caso de las viviendas prestadas es común en las familias vinculadas de una u otra forma a las zonas rurales. El peso de las labores agrícolas marca la ausencia por espaciados periodos (tiempos de siembra) de los propietarios de la vivienda. Para evitar la desocupación de la casa, se establece un sistema de préstamo hacia parientes, compadres o trabajadores de confianza. Lo mismo ocurre para el caso de la migración.

Disponibilidad de servicios básicos

Servicio de Agua Potable

El servicio de agua potable en la Comuna de Salamalag Centro es inexistente, se realiza a través de Captaciones Directas, luego por Conducciones precarias y finalmente se almacena en un tanque de hormigón armado. Dicho sistema no recibe mantenimiento (Limpieza), a la vez que no recibe ningún tipo tratamiento siendo primordial la cloración del agua en la actualidad se consume el agua de forma cruda, desde las Quebradas Almayda Tingo, Achupalla Huayco y Atapulo.

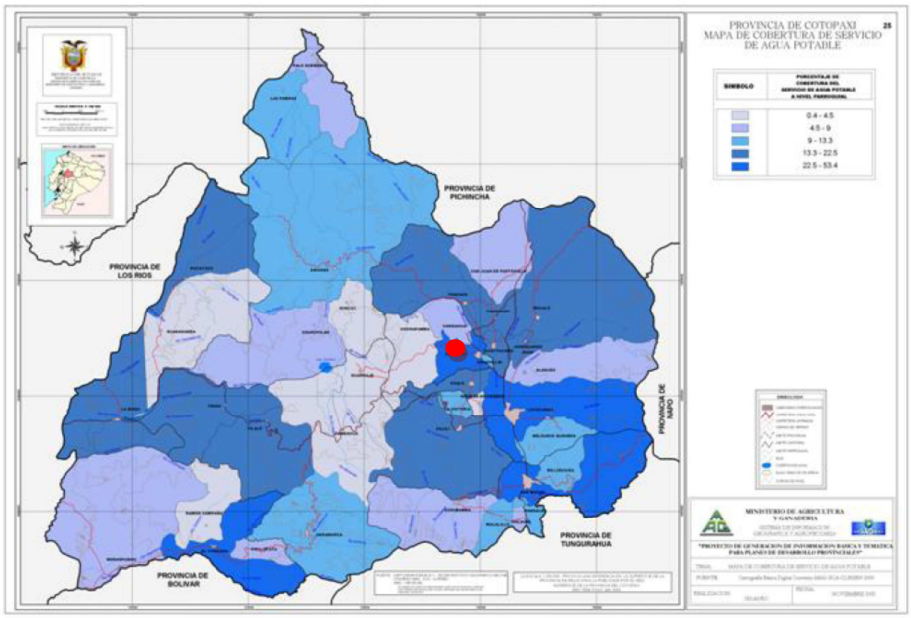


Gráfico 13: Cobertura Cantonal del Servicio de Agua Potable.
Fuente: Censo Autores 2010

La cobertura de agua según mapa cantonal de servicio de agua potable, ratifica la realidad de la Comuna Salamalag Centro estableciéndose el índice de cobertura de (0 – 4.5) %, reflejando una calamitosa calidad de vida de dicha comuna circulo de color rojo.

Ciudad Cobertura	Índice de Cobertura
Latacunga	X > 50%
Saquisilí	(13 – 50)%
Sigchos	(9 -13)%
Mulalillo	(4.5 – 9)%
Cochapamba	(0 – 4.5)%

Tabla 20: Cobertura de Ciudades Tipo.
Fuente: Censo Autores 2010

Los usuarios tienen en general, una percepción negativa de la calidad del agua cruda. Un 60% asume que el agua es de mala calidad. Cuando se preguntan razones, el 45% piensa que el agua es afectada por el exceso de precipitaciones en invierno y un 20% asevera que es por falta de mantenimiento del sistema.

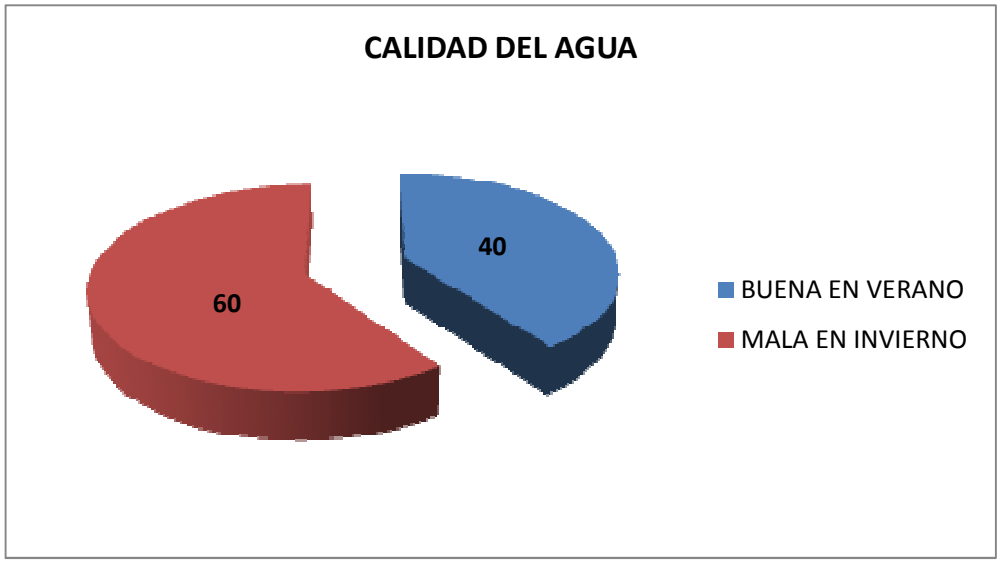


Gráfico 14: Calidad del Agua Según la Percepción de la Población.
Fuente: Censo Autores 2010

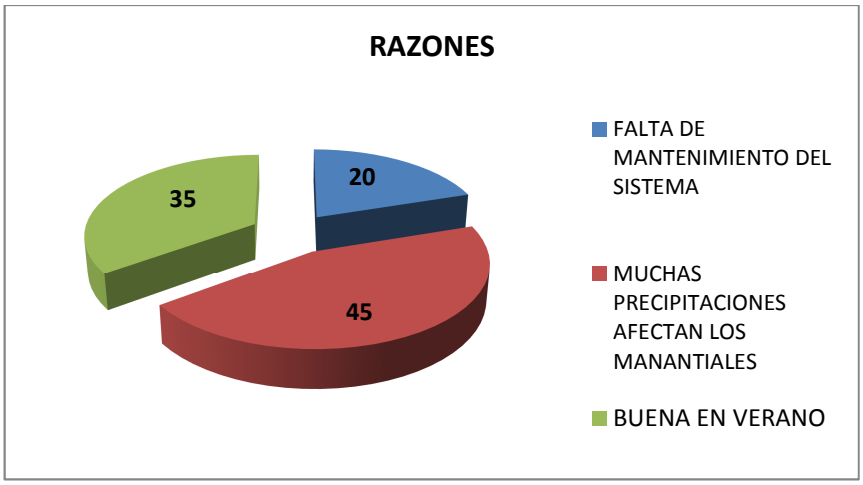


Gráfico 15: Razones de la Calidad de Agua.
Fuente: Censo Autores 2010

Sistema de Alcantarillado

El Sistema de alcantarillado sanitario en Salamalag Grande es totalmente inexistente. El 22% de los habitantes de los encuestados afirmó evacuar las aguas servidas a través de pozos sépticos. La letrina y las acequias representan el sitio de descarga en un 44% y 33% realizan las descargas directamente a las quebradas aledañas respectivamente. Esta práctica genera niveles preocupantes de contaminación e incide significativamente en los índices de afectación a la salud, tal como lo hemos visto en el respectivo componente.

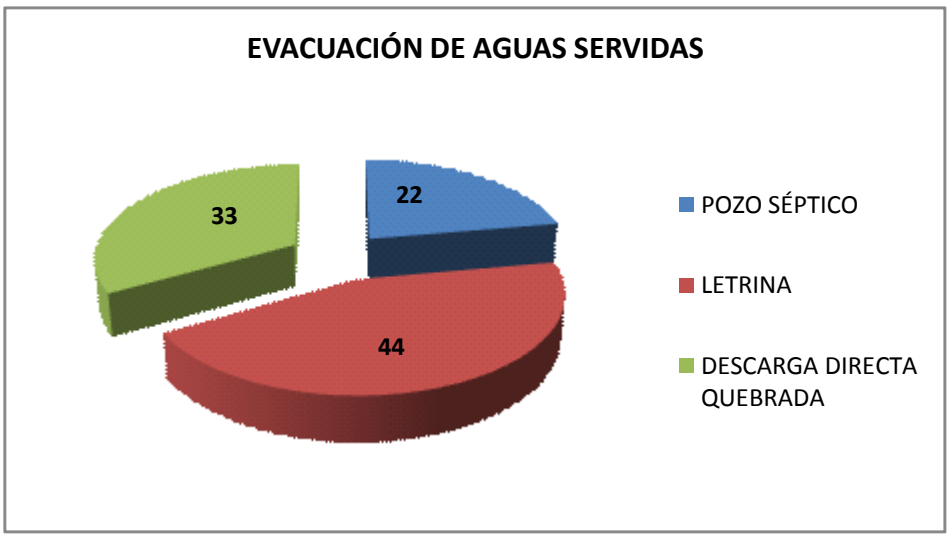


Gráfico 16: Formas de la Evacuación de las Aguas Servidas.
Fuente: Censo Autores 2010

El costo promedio del mantenimiento y evacuación de las agua servidas a través de pozos sépticos y letrinas se establece en un intervalo del 22% de los usuarios entre 1 y 199 dólares. En cuanto a la letrina, el 44% gasta entre 3 y 8 dólares promedio.

Tampoco existe una red de alcantarillado fluvial para la evacuación de aguas lluvias. Lo que significa que las descargas sanitarias y pluviales van directamente a las quebradas aledañas.

Sistema	# Encuestados	%
POZO SÉPTICO	10	22
LETRINA	20	44
DESCARGA DIRECTA	15	33
TOTAL	**45**	**100.0**

Tabla 21: Sistema de Eliminación de Aguas Negras.
Fuente: Censo Autores 2010

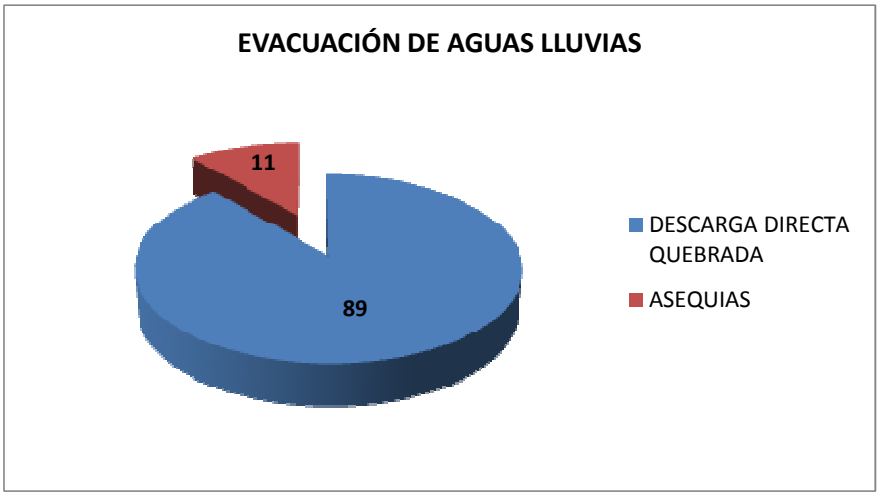


Gráfico 17: Formas de Evacuación de las Aguas Lluvias.
Fuente: Censo Autores 2010

Como se aprecia en los gráficos al momento no existe ningún sistema operativo, provisional o permanente que permita evacuar las aguas lluvias. Los riesgos de vivir sin alcantarillado pluvial en una ciudad como Salamalag Centro, se maximizan si tomamos en cuenta la susceptibilidad de esta región a los deslizamientos, o a los fenómenos climáticos como inviernos fuertes.

Gestión de Desechos Sólidos.

El sistema de recolección de basura en la comuna de Salamalag Centro, es inexistente en el sector por lo que queman la basura y la utilizan como abono orgánico parte de ella y los residuos son enterrados en terreno de los comuneros.

La comuna no cuenta con un sistema de procesamiento o clasificación de los desechos sólidos. No existen hábitos de reciclaje dentro de la población, y un problema sensible es el destino final de los desechos sólidos, pues Salamalag Centro no cuenta con un sitio definitivo y adecuado para el tratamiento de desechos sólidos. Los encuestados en la zona del proyecto que admitieron quemar regularmente la basura ascienden al 67% del total de la población, mientras el 22% realiza un entierro de la basura y el restante 11% se distribuyen entre basura a cielo abierto y otro tipo de métodos no detallados.

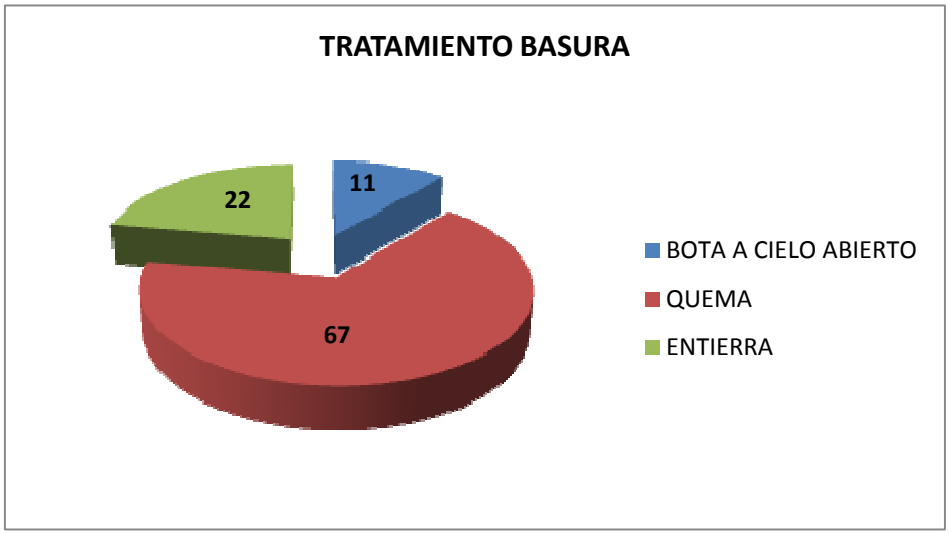


Gráfico 18: Tratamiento de la Basura.
Fuente: Censo Autores 2010

Servicio de generación y distribución de energía eléctrica.

La generación y distribución de la energía eléctrica está a cargo de la Empresa Eléctrica de Cotopaxi. ELEPCO, con base en Latacunga. Actualmente funciona bajo el estatuto de la Ley de Compañías como Sociedad Anónima.

Se calcula que la cobertura de la red eléctrica asciende al 80% ya que el tendido eléctrico cubre hasta la cota 3900 msnm, según levantamiento topográfico de los autores.

El sistema de distribución es defectuoso en Salamalag Centro. Constantemente existen problemas en los generadores que derivan en apagones sectoriales y generales dentro de la comuna.

En el área de influencia del proyecto, existe un intervalo de confianza del 93,6% de que el pago mensual de luz, varía entre 0 y 7.50 dólares.

Dólares	%
0 a menos de 3	27
3 a menos de 6	27
6 a menos de 10	27
10 o mas	19
TOTAL	100

Tabla No22: Pagos por Consumo de Luz.
Fuente: Censo Autores 2010

Medios de comunicación.

Escritos. En el área se registran cuatro diarios de circulación nacional: Diario El Comercio y Diario El Universo, ambos cuentan con una distribuidora ubicada en el centro de la ciudad. Los otros dos son "Los Andes" y "Diario Extra", este último enfocado en las noticias de crónica roja.

El Diario más referido entre la población es (lamentablemente) Diario Extra.

Radiales. Las radios locales más escuchadas son las Radios; Latacunga, Color Estéreo, 11 de Noviembre, Ecos del Pueblo, Saracay, Latina, HCJB, Novedades y Runata Cuyac.

Canales de Televisión.

Los canales de televisión nacional que se receptan en Salamalag Centro con antenas de aire son: Ecuavisa, Tele amazonas, T.C. Televisión, Tele sistema y Canal Uno (este último con ciertas dificultades). En cuanto a canales regionales o locales se amplifica en la señal de los canales TV. Cotopaxi, Ambavisión y Unimax.

Comercio.

La infraestructura comercial de Salamalag Centro está basada como hemos visto a lo largo de este estudio en la feria de productos agropecuarios de los días domingo, miércoles y jueves.

En este sentido, las infraestructuras públicas de comercio se ven rebasadas por la cantidad de ofertantes y se establecen espacios para la feria en las vías públicas. El Mercado Municipal de Saquisilí, Plaza Kennedy, Mini Mercado Juan Montalvo, Plaza Gran Colombia y Plaza Vicente Roca fuerte son los únicos en el cantón y por su ubicación y acceso se congestionan impidiendo la libre circulación.

DESARROLLO LOCAL

Proyectos de Infraestructura Previstos por el Municipio de Saquisilí.

La actual administración municipal, se encuentra realizando un balance de los compromisos asumidos en el Plan de Desarrollo Estratégico Cantonal formulado en conjunto con la Asociación de Municipalidades del Ecuador (AME) y las ONG de desarrollo.

En este documento están previstos los siguientes proyectos de infraestructura:

Mejoramiento del sistema de agua potable en la ciudad de Salamalag Centro
Mejoramiento del nuevo cementerio
Construcción de Letrinas Parque Central Salamalag Centro
Construcción casas nuevas a través del MIDUVI
Ampliación de la red telefónica (Salamalag Cetro)
Dotar de servicio eléctrico a zonas rurales.
De entre estos proyectos, los funcionarios del Gobierno Municipal priorizan fundamentalmente cuatro:

- Construcción de las Letrinas Comunitarias Salamalag Centro
- Construcción del Casa Comunal
- Ampliación del Tendido Eléctrico para la zona rural
- Mejoramiento de la Escuela Salamalag Centro

En cuanto a los proyectos productivos se ha establecido una línea de prioridades en el sector agrícola para fortalecer al pequeño y mediano productor, y tratar de alivianar el peso de la crisis sobre estos sectores.

El orden de los proyectos productivos contemplados son aquellos que se detallan a continuación:

- Capacitación de alternativas económicas rurales
- Creación de microempresarios comunales en producción procesamiento y mercadeo de sus productos
- Promoción del turismo y ecoturismo cantonal
- Capacitación transferencia de tecnología agrícola y pecuaria
- Fortalecimiento organizativo comunitario para la producción agropecuaria
- Centro de acopio comunal.

Se puede observar claramente dos líneas de proyectos productivas resultantes de la crisis del sector tradicional en Salamalag Centro: en primer lugar, se trata de dar respuesta a la crisis en el agro, explorando nuevas fuentes de ingreso, a través de actividades económicas no tradicionales (alternativas económicas urbanas, turismo y ecoturismo, etc.). Por otro lado, asumiendo la condición agraria de la zona, se trata de aliviar el peso de la crisis en sectores de pequeños y medianos productores a través de proyectos que generen valor agregado (transferencia de tecnologías, fortalecimiento para la producción); de igual forma se trata de desatar uno dos de los nudos críticos de la actividad agropecuaria: créditos y comercialización. La idea es ofrecer créditos comunitarios y lograr establecer sistemas de comercialización directos.

2.3.6 PERCEPCIÓN SOBRE EL PROYECTO

La población del área de influencia identifica como los principales impactos producidos por la ausencia de servicio de riego, sequias en parcelas en épocas de verano y heladas. En su opinión las principales causas que generan estos impactos se encuentran relacionadas con la sequía prolongada afectada por un cambio climático general.

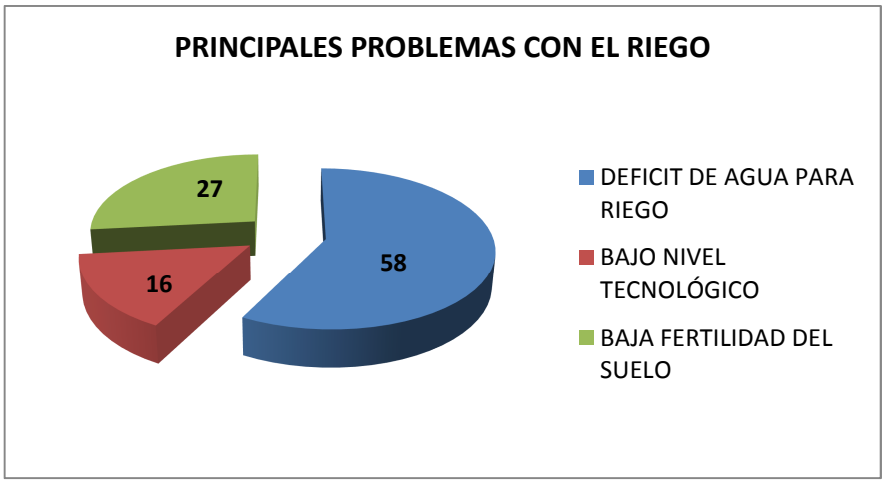


Gráfico 19: Principales Problemas con el Riego.
Fuente: Censo Autores 2010

Debemos considerar que las diferentes Quebradas entre las más principales Almayda Tingo, Achupalla Huayco y Atapulo son fuentes de captación de agua potable de la comuna Salamalag Centro, tenemos un panorama para el sistema de riego y ambiental moderadamente estable.

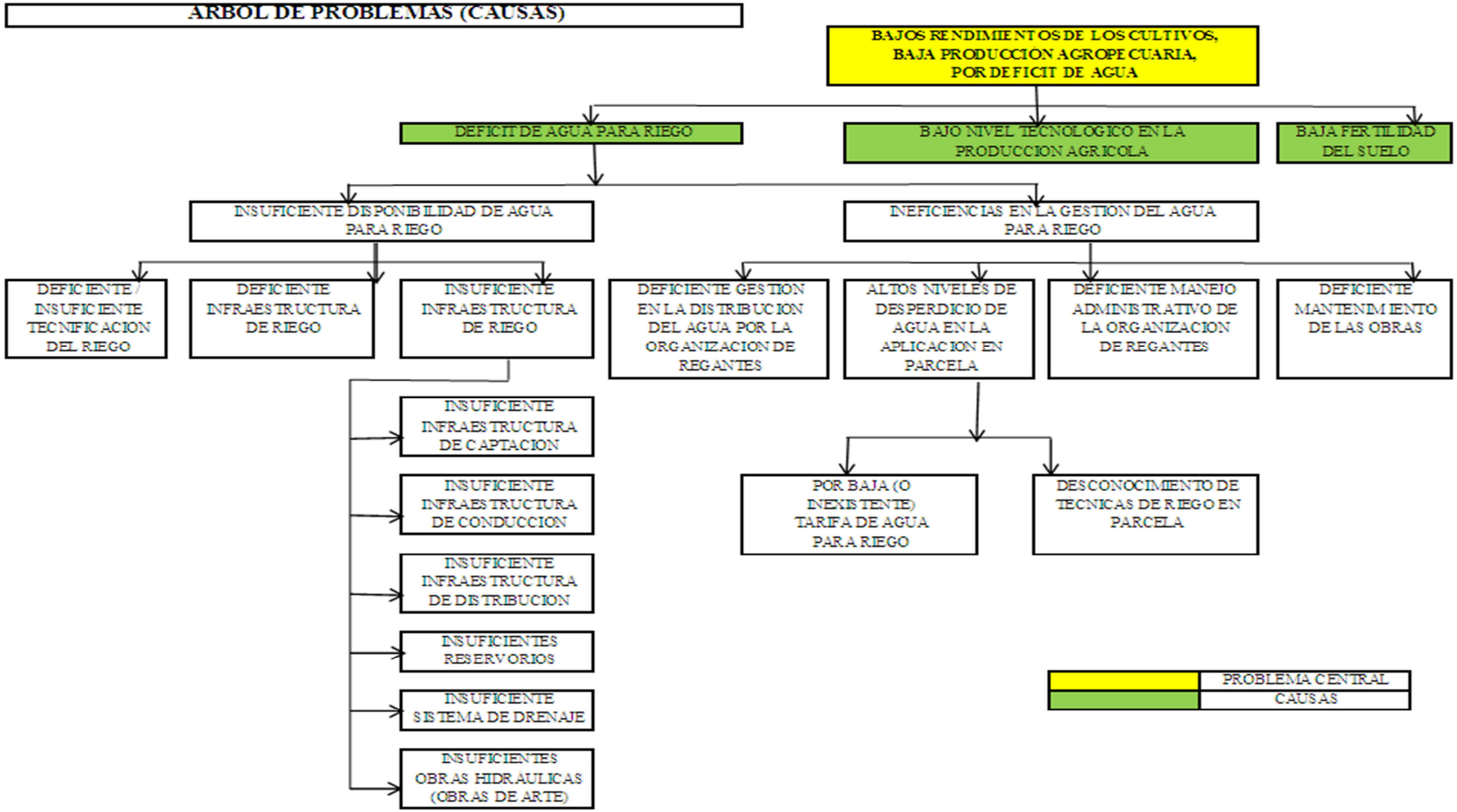


Gráfico 20: Árbol de Problemas del Sistema de Riego.
Fuente: Censo Autores 2010

En estas condiciones existe un criterio favorable respecto de la construcción de un sistema de riego, el 97% de hogares consultados están de acuerdo con la construcción del riego, y piensan en esta como la mejor alternativa posible a los problemas actuales. De otro lado, existe cierta preocupación por las tarifas y costos que podrían gravarse para la provisión del servicio. Sin embargo, el 93% estaría dispuesto a pagar por el sistema de riego. De este 93% se desprende de la siguiente manera, el 60% pagaría de 0.50 a menos de 1.50 dólares mensuales, el 29% hasta 3 dólares y el 4% entre 3 y 5 dólares. Este dato, permite medir la incidencia de las condiciones socioeconómicas sobre la predisposición de la población al proyecto en el componente de tarifas. Sin embargo, es posible que la medición no sea totalmente exacta ya que existen muchos elementos subjetivos a la hora de aplicar una batería de preguntas sobre disposición a pago.

En toda la comuna se puede apreciar un alto impacto del proyecto. Existen muchas comunidades adyacentes que expresan el anhelo de contar con un sistema eficiente de riego como parte de las transformaciones urgentes de Salamalag Centro.

F A S E I: DIAGNOSTICO, EVALUACION Y ESTUDIO DE FACTIBILIDAD DE ALTERNATIVAS

2.4 ESTUDIO HIDROLÓGICO

2.4.1 ANTECEDENTES

El recurso hídrico en el Ecuador se distribuye de diferente manera tanto espacial como temporal, así el diseño hidráulico está relacionado con la mitigación de los efectos adversos causados por los caudales picos o crecientes, obras de drenaje tanto vial como urbano, embalses para el control de crecientes, estructuras de control de flujo.

En nuestro país el diseño de este tipo de obras hidráulicas se encuentra a cargo de Instituciones Públicas y privadas que tiene a su cargo la planificación y construcción por lo que se requiere contar con la disponibilidad de la información Hidrometeorológica que permita efectuar dichas obras con las debidas condiciones de seguridad y economía .

El recurso hídrico está siendo altamente afectado por la presión humana sobre el mismo, agravando cada vez más su situación de disponibilidad (cantidad y calidad). Estos factores de presión son principalmente la sobreexplotación de los acuíferos, el vertimiento de sustancias contaminantes a los cuerpos de agua, los cambios en el uso de suelos tales como la deforestación, las prácticas agrícolas inadecuadas, el incremento de urbanizaciones en zonas de producción hídrica, entre otros.

2.4.2 OBJETIVOS

Objetivo General:

Determinar los caudales de diseño para el sistema de riego de la Comuna Salamalag Centro.

Objetivos específicos:

- Realizar la recopilación de la información Hidrometeorológica existente en la zona del proyecto.

- Determinar las condiciones físicas de las subcuencas en los puntos de estudio de interés.

- Determinar el régimen de caudales medios en las subcuencas de drenaje que sirve de aporte para satisfacer las demandas del proyecto de riego.

- Obtener el caudal aprovechable para riego en función de las concesiones de uso de agua (agua potable y riego) y caudal ecológico evaluado en las subcuencas hidrográfica de interés.

2.4.3 ESTUDIOS EXISTENTES EN LA ZONA DEL PROYECTO

De la revisión bibliográfica sobre estudios existentes en la zona del proyecto, se llega a determinar que sobre aspectos Hidrometeorológica no existe documentación escrita sobre estudios realizados en la zona. Como fuente externa de consulta, se pudo determinar la existencia de un estudio sobre Problemáticas y conflictos sobre Recursos Hídricos por Efecto de Cambio Climático, realizado por la Secretaria Nacional del Agua(SENAGUA), en la cuenca del Río Pastaza, que alcanzó un nivel de perfil de proyecto, con estimaciones generales visuales de la cuenca, pero no se llegó a realizar ningún tipo de estudio Hidrometeorológico que permita determinar las condiciones hídricas de las posibles fuentes de agua para el proyecto.

2.4.4 UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

Las zonas de estudio para ubicar las fuentes de abastecimiento del recurso hídrico están ubicadas en la Parroquia de Cochapamba, en las estribaciones del Cerro Atapulo. Las subcuencas del sistema, están ubicadas en el Cantón Saquisilí, Provincia de Cotopaxi.

En la cuenca del Río Pastaza, se consideran tres subcuencas: subcuenca de la Quebrada Almayda Tingo, subcuenca de la Quebrada Achupalla Huayco y subcuenca de la Quebrada Atapulo. Las diferentes subcuencas nacen de las estribaciones del Cerro Atapulo y del Cerro Milipungo, recibiendo los aportes de los diferentes afluentes permanentes y ocasionales en el sector del estudio. Las coordenadas de las subcuencas en los puntos de estudio, se indican en la Tabla 23:

Descripción	Norte	Este	Cota (msnm)
Q. Almayda Tingo	9905112.12 N	752443.04 E	3488.16
Q. Achupalla Huayco	9905206.34 N	752384.64 E	3486.18
Q. Atapulo	9906466.01 N	752165.16 E	3433.01

Tabla 23: Ubicación de los Puntos de Estudio.
Fuente: Autores

2.4.5 INFORMACION BASICA

Información cartográfica:

En las cartas topográficas del Instituto Geográfico Militar a escalas 1:50 000, se han delineado las subcuencas de interés para la captación del agua. En la zona existen, tres subcuenca, la subcuenca de la Quebrada Almayda Tingo, subcuenca de la Quebrada Achupalla Huayco y la subcuenca de la Quebrada Atapulo (Gráfico 21).

Las subcuencas investigadas son parte del sistema del Río Pumacunchi. Estos nombres han sido adoptados de la identificación de las cartas topográficas de la zona.

Información Hidrometeorológica:

Al momento se tiene la siguiente información depurada, chequeada y disponible en las cercanías de la zona del proyecto:

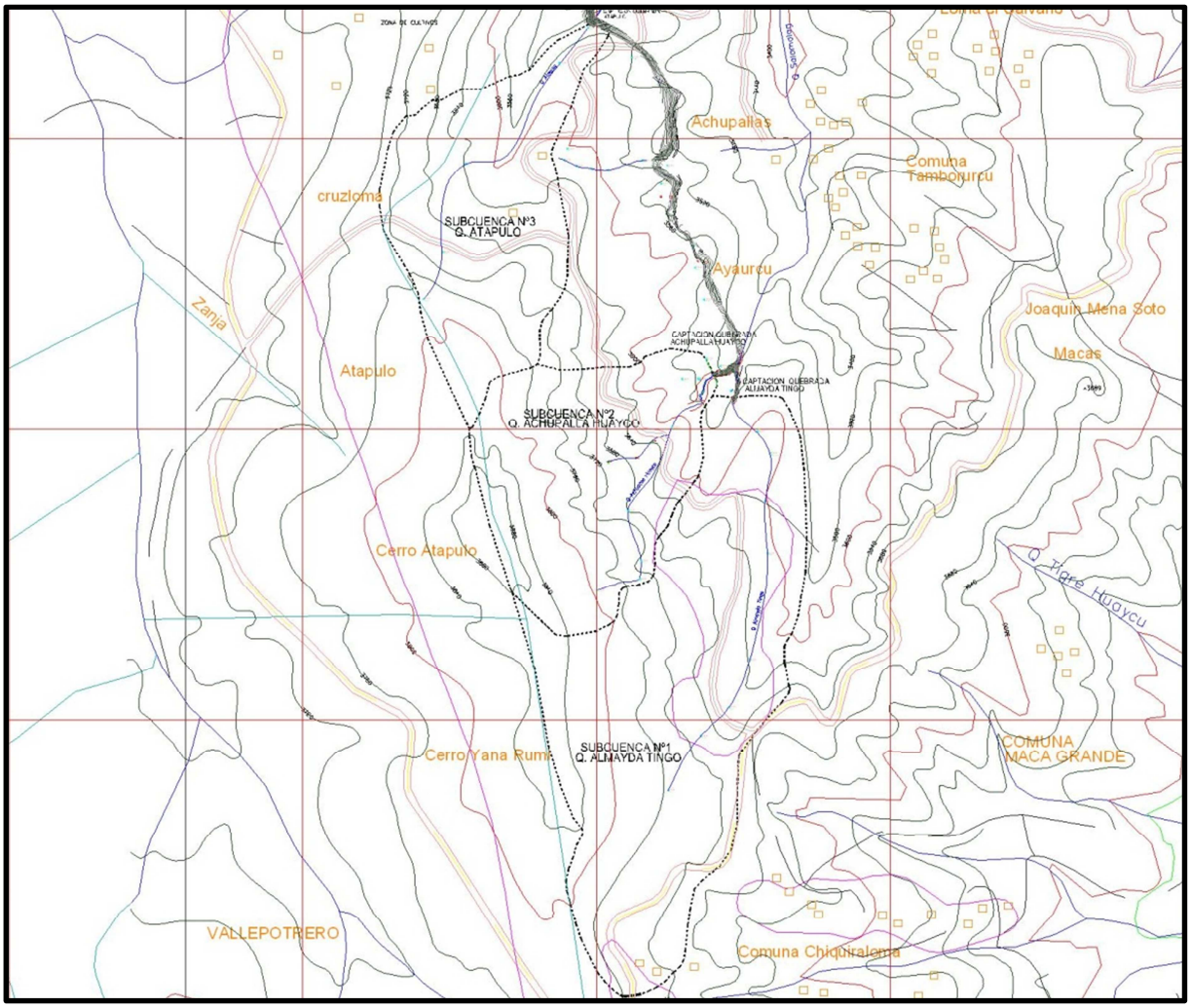


Gráfico 21: Subcuencas de las Quebradas en Estudio.
Fuente: Cartas IGM (1:50000) y Información Autores

Las estaciones seleccionadas se determinaron en función de la información representativa, confiabilidad de datos y cercanía al lugar de estudio.

Código	Nombre	Latitud	Longitud	Elevación [msnm]	Periodo de Información
M375	SAQUISILI	S 00º50´16”	W 78º39´52”	2920	1980 – 2009
MA1B	COTOPILALO	S 00º41´00”	W 78º42´00”	3250	1988 – 2009

Tabla 24: Estaciones Meteorológicas Alrededor de las Subcuencas del Estudio.
Fuente: INAMHI, Anuarios Hidrometereológicos, Varios Años

Las estaciones meteorológicas con datos de precipitación media mensual que se encuentran en los alrededores de las subcuencas indicadas anteriormente, se presentan en la Gráfico 22 y Tabla 24.

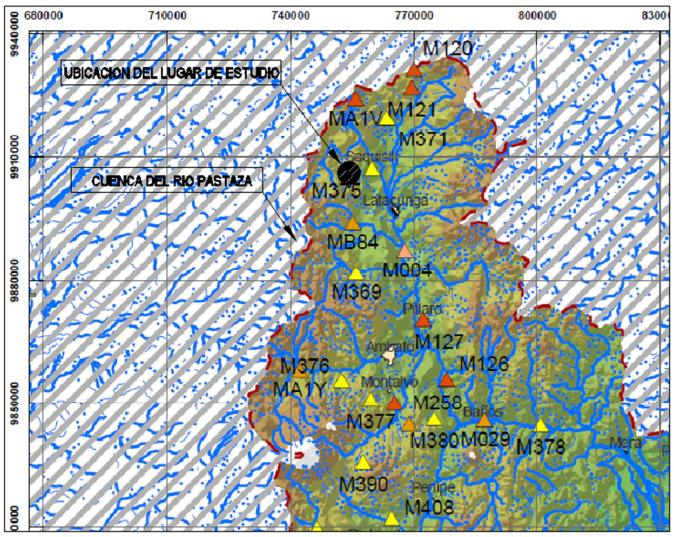


Gráfico 22: Mapa de Ubicación Estaciones Meteorológicas y Lugar de Estudio.
Fuente: INAMHI y Información Autores

2.4.6 DESCRIPCION GENERAL DE LAS CUENCAS

- **Quebrada Almayda Tingo:**

La cuenca No1 de la Quebrada Almayda Tingo nace de las estribaciones de los Cerros Atapulo y Milipungo, su topografía es accidentada y sus pendientes fuertes. La Quebrada Almayda Tingo recibe las aportaciones de los afluentes que nacen de los Cerros antes descritos. Esta subcuenca corresponde a una zona montañosa ya que se extiende desde los 3488.16 a los 3840 msnm. Su vegetación corresponde al intervalo de un Bosque Seco Montano Bajo – Bosque Húmedo Montano.

- **Quebrada Achupalla Huayco:**

La cuenca No2 de la Quebrada Achupalla Huayco nace de las estribaciones del Cerro Atapulo, su topografía es fuertemente accidentada y sus pendientes fuertes. La Quebrada Achupalla Huayco recibe las aportaciones de los afluentes que nacen de los Cerros antes descritos. Esta subcuenca corresponde a una zona montañosa ya que se extiende desde los 3486.18 a los 3880 msnm. Su vegetación corresponde Al intervalo de un Bosque Seco Montano Bajo – Bosque Húmedo Montano.

- **Quebrada Atapulo:**

La cuenca No3 de la Quebrada Atapulo nace de las estribaciones del Cerro Atapulo, su topografía es fuertemente accidentada y sus pendientes fuertes. La Quebrada Atapulo recibe las aportaciones de los afluentes que nacen de los Cerros antes descritos. Esta subcuenca corresponde a una zona montañosa ya que se extiende desde los 3433.01 a los 3800 msnm. Su vegetación corresponde Al intervalo de un Bosque Seco Montano Bajo – Bosque Húmedo Montano.

- **Zonas de Protección Ecológica:**

En los sectores altos de estas subcuencas encontramos que no existen áreas silvestres protegidas, bosques protectores (Gráfico 32); caracterizada por ambientes diversos con pendientes fuertes forman este sistema.

Además en dichos sectores altos de estas subcuencas encontramos un piso climático de Paramo (Gráfico 34), considerado un sector de tierra fría y límite superior para las actividades agrarias de siembra (Trigo, Legumbres, Cebada y Papas), desarrollados en los declives interiores de la cuenca hidrográfica, por último se debe manifestar que también es un límite superior de viviendas indígenas. (Ministerio del Ambiente, 2008).

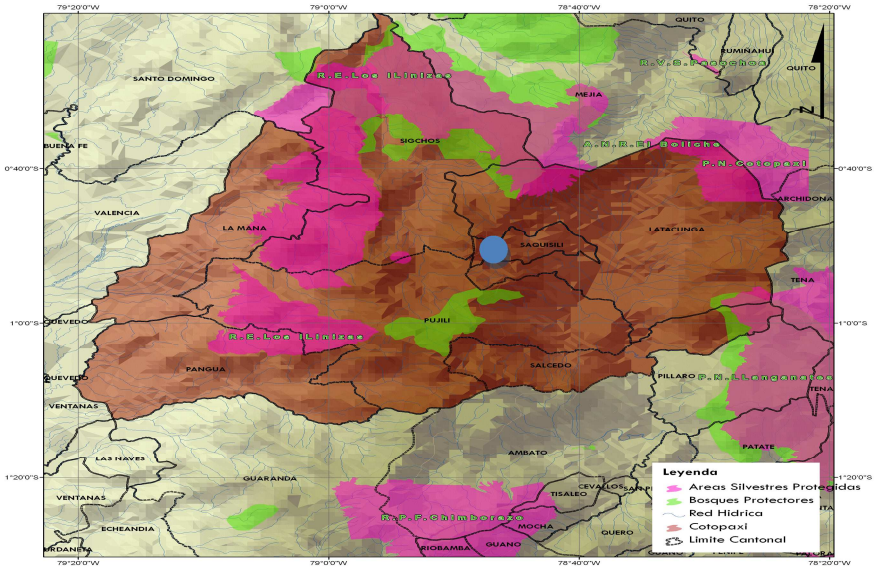


Gráfico 23: Áreas Silvestres, Bosques y Paramos Provincia Cotopaxi.
Fuente: Ministerio del Ambiente, 2008

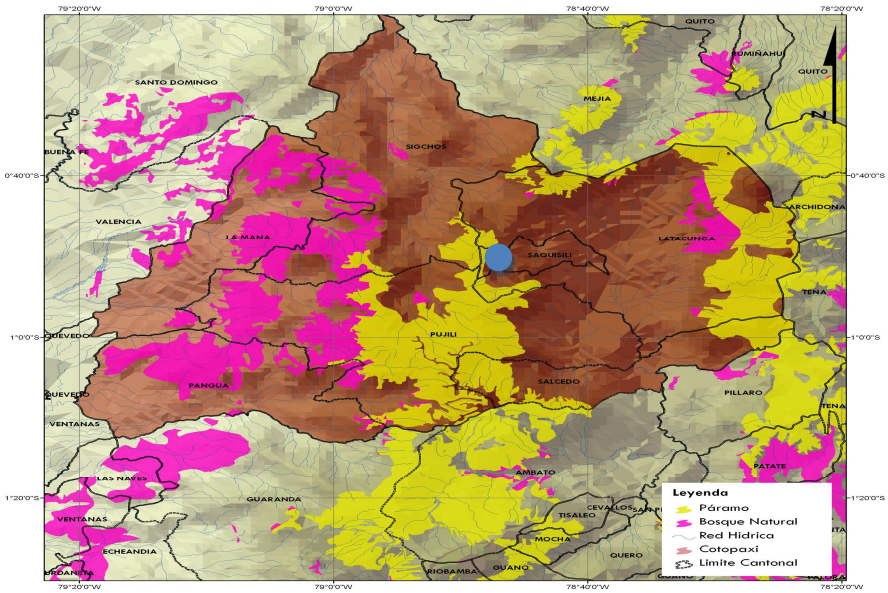


Gráfico 24: Paramos y Bosque Natural.
Fuente: Ministerio del Ambiente, 2008

2.4.7 ASPECTOS FÍSICOS DE LAS SUBCUENCAS

Para los diferentes parámetros de estas subcuencas se ha utilizado la siguiente formulación y conceptos que a continuación se detalla.

a) Concepto de cuenca:

La cuenca es una zona de la superficie en donde las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas hacia un mismo punto de salida.

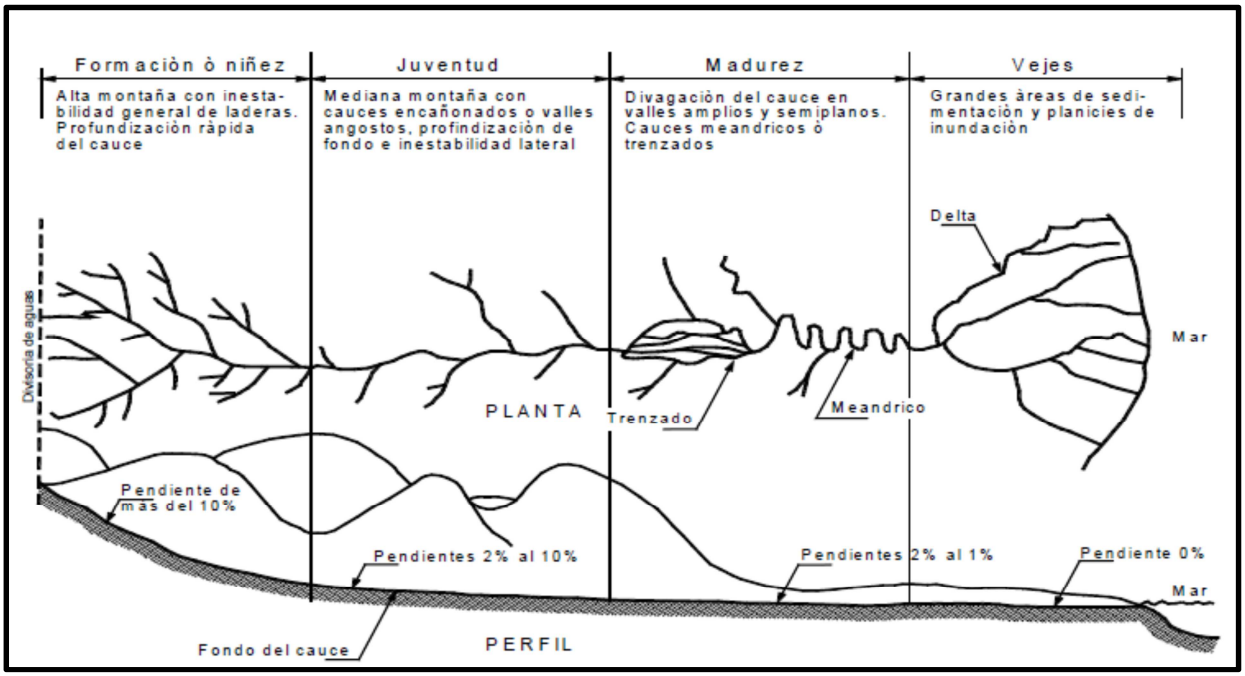


Gráfico 25: Representación Esquemática de la Etapas de un Río en Área de Montaña.
Fuente: Guía Hidrológica, Universidad de Granada 2010

b) Área de drenaje

El área de drenaje (*A*) es la superficie, en proyección horizontal, delimitada por la divisoria de aguas.

La divisoria de aguas es una línea imaginaria que pasa por los puntos de mayor nivel topográfico y que separa la cuenca de estudio de otras cuencas vecinas.
Debe tenerse en cuenta que esta línea no es en general el contorno real de la cuenca, ya que la influencia de la geología puede hacer que el contorno de aportación de aguas subterráneas y sub-superficiales sea distinto del superficial.

c) Forma de la cuenca

Dos cuencas que tengan la misma área, podrán tener respuestas hidrológicas completamente diferentes en función de su forma, ya que ésta condicionará el tiempo de concentración. Los parámetros que miden la forma de la cuenca son el índice de Gravelius o coeficiente de compacidad (*Kc*) y el factor de forma (*Kf*).

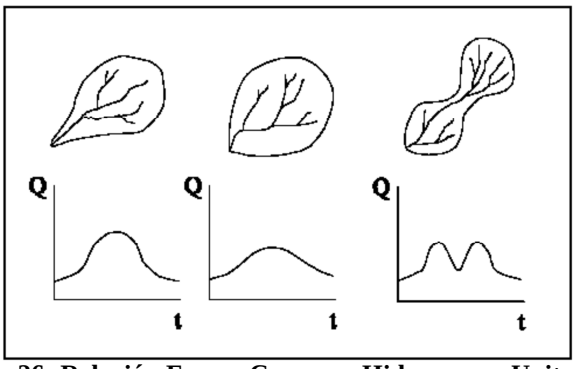


Gráfico 26: Relación Forma Cuenca – Hidrograma Unitario.
Fuente: Guía Hidrológica, Universidad de Granada 2010

C.1 Índice de Gravelius o coeficiente de compacidad

Es la relación que existe entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de una circunferencia de área igual a la de la cuenca.

$$K_c = \frac{Per.Cuenca}{Per.Círculo} = 0{,}282\frac{P}{\sqrt{A}}$$

Siendo *P* el perímetro de la cuenca (Km) y *A* el área de la cuenca (Km^2). Cuanto más irregular sea la cuenca, mayor será su coeficiente de compacidad. Una cuenca circular tendrá un coeficiente de compacidad mínimo, igual a 1.

C.2 Factor de forma

Es la relación entre el ancho medio y la longitud del cauce principal de la cuenca. El ancho medio se obtiene dividiendo el área de la cuenca por la longitud del cauce principal.

$$K_f = \frac{B}{L} = \frac{A}{L^2}$$

Siendo *B* el ancho medio de la cuenca (Km), *A* es área de la cuenca (Km^2) y *L* la longitud del cauce principal de la cuenca (Km). Una cuenca con un factor de forma bajo está menos sujeta a crecidas que una de la misma área y mayor factor de forma.

d) Características del relieve

d.1 Pendiente media de la cuenca

La pendiente media puede estimarse a través de la siguiente fórmula:

$$S = \frac{DL_L}{A}$$

Donde *LL* es la longitud total de todas las curvas de nivel comprendidas dentro de la cuenca (Km), *D* es la equidistancia entre curvas de nivel del mapa topográfico (Km) y *A* es el área de la cuenca (Km^2).

d.2 Histograma de frecuencias altimétricas

Es un histograma que indica el porcentaje de área comprendida entre dos alturas determinadas.

Puede obtenerse calculando el área que existe entre las curvas de nivel de la cuenca. En la Gráfico Nº29 puede verse un ejemplo:

d.3 Curva Hipsométrica

Es la representación gráfica del relieve de una cuenca. Es una curva que indica el porcentaje de área de la cuenca o bien la superficie de la cuenca en Km^2 que existe por encima de una cota determinada. Puede hallarse con la información extraída del histograma de frecuencias altimétricas. En la Gráfico Nº30 se presenta la curva hipsométrica correspondiente al histograma de la Gráfico Nº29.

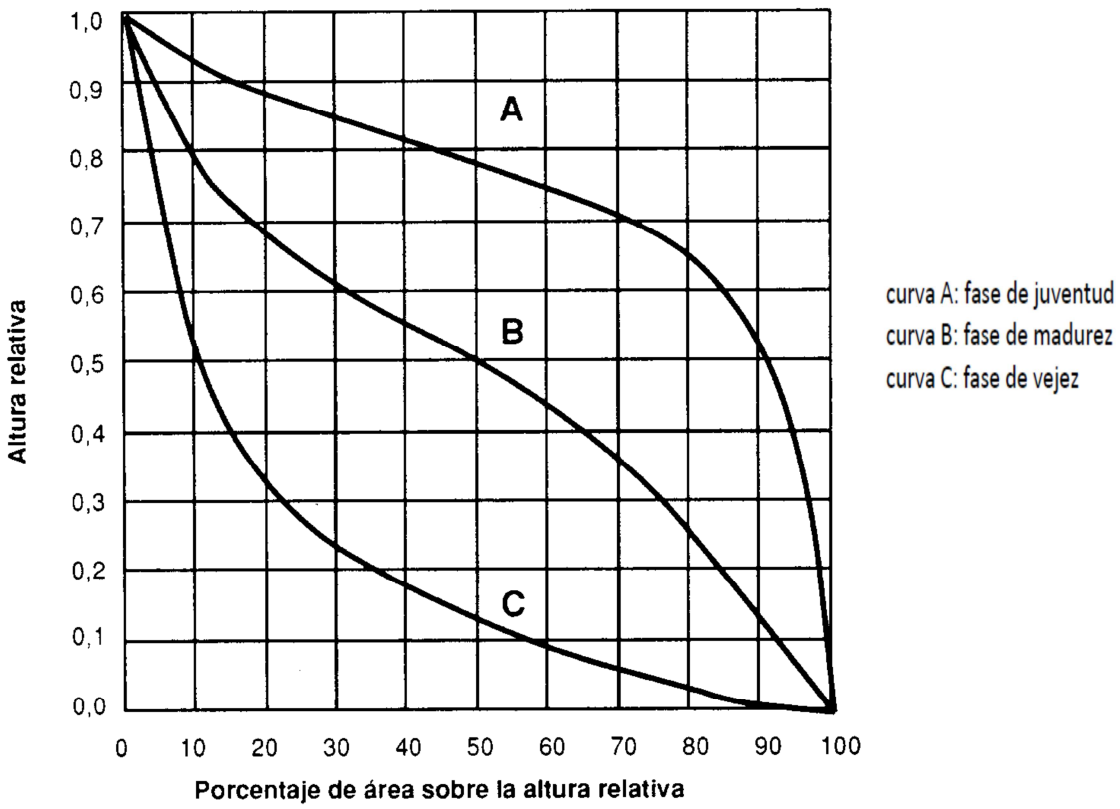


Gráfico 27: Curvas Típicas Hipsométricas.
Fuente: Guía Hidrológica, Universidad de Granada 2010

Una curva hipsométrica puede darnos algunos datos sobre las características fisiográficas de la cuenca. Por ejemplo, una curva hipsométrica con concavidad hacia arriba indica una cuenca con valles extensos y cumbres escarpadas y lo contrario indicaría valles profundos y sabanas planas.

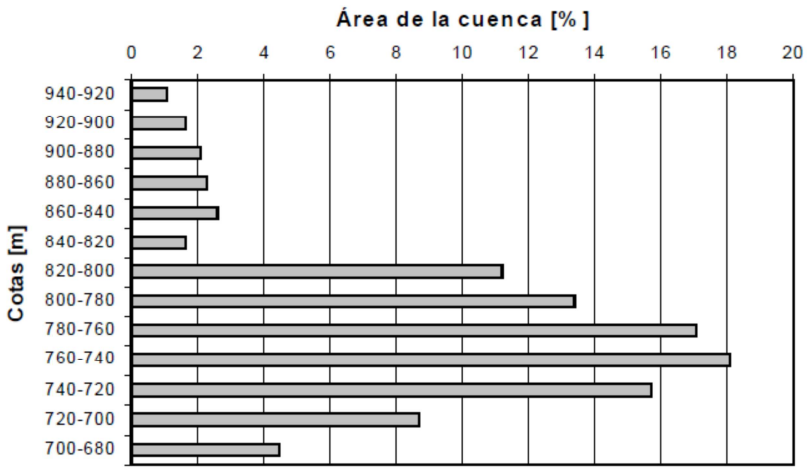


Gráfico 28: Histogramas de frecuencias altimétricas de una cuenca.
Fuente: Guía Hidrológica, Universidad de Granada 2010

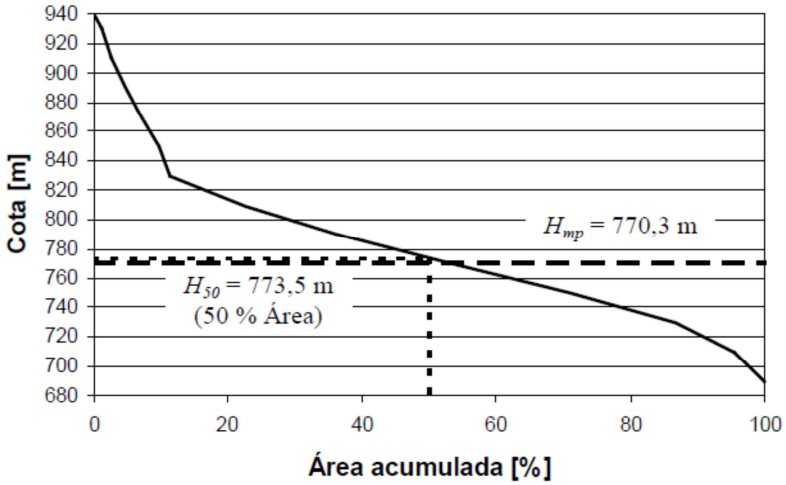


Gráfico 29: Curva Hipsométrica Correspondiente al Histograma de Frecuencias altimétricas dela Gráfico 29, con indicaciones de altura media.
Fuente: Guía Hidrológica, Universidad de Granada 2010

d.4 Alturas características

A partir de la curva hipsométrica pueden definirse varias alturas características: la altura media, la altura media ponderada, la altura más frecuente y la altura mediana.

La ***altura media* (*Hm*)** es la ordenada media de la curva hipsométrica.

La ***altura media ponderada* (*Hmp*)** es la altura de un rectángulo de igual área que la que encierra la curva hipsométrica (Gráfico Nº8).

La ***altura más frecuente*** es la altura correspondiente al máximo del histograma de frecuencias altimétricas.

La ***altura mediana* (*H50*)** es la altura para la cual el **50%** del área de la cuenca se encuentra por debajo de la misma.

d.5 Pendiente del cauce principal

Se pueden definir varias pendientes del cauce principal, la pendiente media, la pendiente media ponderada y la pendiente equivalente.

La pendiente media (Sm): es la relación entre altura total del cauce principal (cota máxima menos cota mínima) y la longitud del mismo (Gráfico Nº31).

$$S_m = \frac{H_{máx} - H_{mín}}{L}$$

La ***pendiente media ponderada* (*Smp*):** es la pendiente de la hipotenusa de un triángulo cuyo vértice se encuentra en el punto de salida de la cuenca y cuya área es igual a la comprendida por el perfil longitudinal del río hasta la cota mínima del cauce principal, como se indica en la Gráfico Nº31.

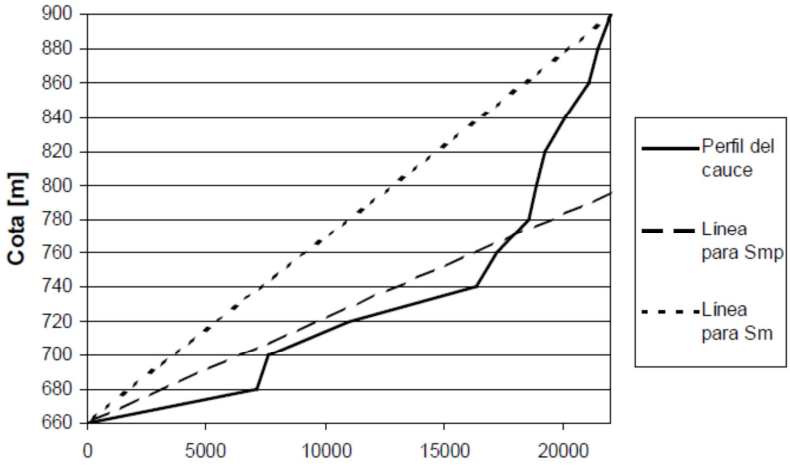


Gráfico 30: Perfil Longitudinal de un cauce y líneas a considerar para el cálculo de pendiente media y de la pendiente ponderada.
Fuente: Guía Hidrológica, Universidad de Granada 2010

La ***pendiente equivalente constante* (*Seq*)** es la pendiente de un canal de sección transversal uniforme de la misma longitud que el cauce principal y que posee la misma velocidad media o tiempo de recorrido que el cauce principal. Como la velocidad del flujo en régimen permanente es proporcional a la raíz cuadrada de la pendiente, *Seq* se puede obtener ponderando los segmentos en el cual se divide el cauce de acuerdo a la raíz cuadrada de sus pendientes. Así:

$$\frac{L}{\sqrt{S_{eq}}} = \sum_{1}^{n} \frac{l_i}{\sqrt{S_i}}$$

Donde *L* es la longitud del cauce principal (Km), *li* son las longitudes de los *n* tramos del cauce principal considerados y *Si* son las pendientes de dichos tramos. Despejando *Seq*:

$$S_{eq} = \left[\frac{L}{\sum \frac{l_i}{\sqrt{S_i}}} \right]^2$$

d.6 Rectángulo equivalente

El rectángulo equivalente de una cuenca es un rectángulo que tiene igual superficie, perímetro, coeficiente de compacidad y distribución hipsométrica que la cuenca en cuestión (Gráfico Nº32).

L = lado mayor
l = lado menor
A = *L* * *l* = área del rectángulo equivalente = área de la cuenca
P = 2*(L+l)* = perímetro del rectángulo equivalente = perímetro de la cuenca

$$L = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16A}}{4} \qquad l = \frac{A}{L}$$

Bien, considerando la definición del coeficiente de compacidad *Kc*:

$$\frac{L}{\sqrt{A}} = \frac{K_c}{1{,}12} + \sqrt{\left(\frac{K_c}{1{,}12}\right)^2 - 1} \qquad \frac{l}{\sqrt{A}} = \frac{K_c}{1{,}12} - \sqrt{\left(\frac{K_c}{1{,}12}\right)^2 - 1}$$

Para dibujar las curvas de nivel del rectángulo equivalente, puede usarse la siguiente fórmula:

$$d_i = \frac{A_i}{A} L$$

Donde *di* es la distancia desde la parte más baja del rectángulo equivalente hasta la curva de nivel y *Ai* el área por debajo de la curva de nivel considerada.

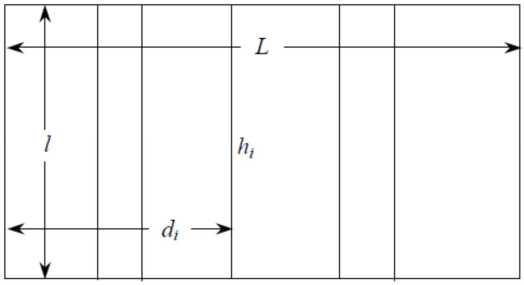


Gráfico 31: Ejemplo de Rectángulo Equivalente.
Fuente: Guía Hidrológica, Universidad de Granada 2010

e) Características de la red de drenaje

e.1 Densidad de drenaje (D)

La densidad de drenaje se define como la relación entre la longitud total de los cursos de agua de la cuenca y su área total:

$$D = \frac{\sum L_i}{A}$$

Donde ∑ *Li* es la longitud de todos los cauces y tributarios de la cuenca. Strahler (1952).

Parámetros físicos de las cuencas interés:

Cuenca N^{O}1: Quebrada Almayda Tingo

CUENCA Nº1

DATOS BASICOS DE LA CUENCA

1. Cota punto más alto del cauce principal $H_{(Lc)}$ =	***3751***	***msnm***
2. Cota punto más alto de la cuenca ($H_{(máx)}$) =	***3840***	***msnm***
3. Cota de la sección de control ($H_{(min)}$) =	***3488.16***	***msnm***

ÁREA (Has)	ÁREA (Km^2)	PERIMETRO (P) Km	L(cause) Km
108.53	***1.09***	5.40	1.49

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE UNA CUENCA

CARACTERISTICAS DEL CAUCE				CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA CUENCA				CARACTERISTICAS DEL C.G DE LA CUENCA		
SUBCUENCA QUEBRADA ALMAYDA TINGO	LONGITUD DE CAUCE HORTON (Km)	LONGITUD REAL DE CAUCE (Km)	PRIMER CONTROL LONGITUD CAUCE ERROR ≤ 20%	INDICE DE COMPACIDAD (Kc)	INDICE ALEJAMIENTO MEDIO (Kj)	FACTOR DE FORMA (Kf)	SEGUNDO CONTROL FORMA CUENCA	LONGITUD AL C.G CUENCA (La) Km	ANCHO MÁXIMO AL C.G CUENCA (E) Km	ANCHO MEDIO (Bm) Km
1	1.48	1.49	***0.7% ≤ 20% (OK)***	1.46	1.43	0.49	*Por su forma es una cuenca alargada, con tendencia a estar menos sujeta a inundaciones*	1.04	0.85	0.73

CARACTERISTICAS DEL RECTANGULO EQUIVALENTE DE LA CUENCA			CARACTERÍSTICAS DE LA CURVA HIPSOMÉTRICA				
LADO MAYOR (Lr) Km	LADO MENOR (lr) Km	TERCER CONTROL FORMA CUENCA	H (máx) msnm	H (min) msnm	H (mp) msnm	RELACIÓN HIPSOMÉTRICA (R_H)	CUARTO CONTROL CARACTERISTICAS HIPSOMÉTRICAS DE LA CUENCA
2.2	0.5	***Planta Rectangular , Tipo Alargada***	3840	3560	3709.94	0.9	*Por su relación hipsométrica semejante a 1, es una Cuenca en Equilibrio y/o un Río en Fase de Madurez (Tipo B)*

CARACTERISTICAS DEL PERFIL DEL CAUCE DE LA CUENCA									
ÁREA BAJO LA CURVA PERFIL ($A_{(LC)}$) m^2	LONGITUD DEL CAUCE (Lc) m	H (min) msnm	CÁLCULO ALTURA PONDERADA Hp (msnm)	PENDIENTE PONDERADA ip (%)	PENDIENTE CAUCE CON CORRECCIÓN i_c(%)	PENDIENTE CAUCE SIN CORRECCIÓN i_{sc} (%)	PENDIENTE PROMEDIO ENTRE (ip,ic y isc) i(med) %	DENSIDAD DE DRENAJE (Dd) Km/Km^2	QUINTO CONTROL CARACTERISTICAS PERFIL DEL CAUCE DE LA CUENCA
121666.5	1490.0	3560	3723.31	10.96	10.57	17.64	13.06	1.37	*Con los datos anteriores esta Cuenca tiene un Terreno Accidentado, con un drenaje normal.*

Cuenca N^{O}2: Quebrada Achupalla Huayco

CUENCA Nº2

DATOS BASICOS DE LA CUENCA

1. Cota punto más alto del cauce principal $H_{(LC)}$	***3793.66***	***msnm***
2. Cota punto más alto de la cuenca ($H_{(máx)}$) =	***3880***	***msnm***
3. Cota de la sección de control ($H_{(min)}$) =	***3486.18***	***msnm***

ÁREA (Has)	***ÁREA (Km^2)***	***PERIMETRO (P) Km***	***L(cause) Km***
56.85	***0.57***	3.01	0.99

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE UNA CUENCA

CARACTERISTICAS DEL CAUCE				***CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA CUENCA***				***CARACTERISTICAS DEL C.G DE LA CUENCA***		
SUBCUENCA QUEBRADA ACHUPALLA HUAYCO	***LONGITUD DE CAUCE HORTON (Km)***	***LONGITUD REAL DE CAUCE (Km)***	***PRIMER CONTROL LONGITUD CAUCE ERROR ≤ 20%***	***INDICE DE COMPACIDAD (Kc)***	***INDICE ALEJAMIENTO MEDIO (Kj)***	***FACTOR DE FORMA (Kf)***	***SEGUNDO CONTROL FORMA CUENCA***	***LONGITUD AL C.G CUENCA (La) Km***	***ANCHO MÁXIMO AL C.G CUENCA (E) Km***	***ANCHO MEDIO (Bm) Km***
2	1.03	0.99	***4% ≤ 20% (OK)***	1.12	1.31	0.58	***Por su forma es una cuenca semi redonda, con tendencia a presentar moderadas inundaciones***	0.54	0.75	0.58

CARACTERISTICAS DEL RECTANGULO EQUIVALENTE DE LA CUENCA			***CARACTERÍSTICAS DE LA CURVA HIPSOMÉTRICA***				
LADO MAYOR (Lr) Km	***LADO MENOR (lr) Km***	***TERCER CONTROL FORMA CUENCA***	***H (máx) msnm***	***H (min) msnm***	***H (mp) msnm***	***RELACIÓN HIPSOMÉTRICA (R_H)***	***CUARTO CONTROL CARACTERISTICAS HIPSOMÉTRICAS DE LA CUENCA***
0.8	0.8	***Planta Cuadrada , Tipo Redonda***	3880	3520	3665.35	1.5	***Por su relación hipsométrica superior a 1, es una Cuenca Medianamente Erosiva y/o un Río en Fase de Juventud (Tipo A)***

CARACTERISTICAS DEL PERFIL DEL CAUCE DE LA CUENCA									
ÁREA BAJO LA CURVA PERFIL ($A_{(LC)}$) m^2	***LONGITUD DEL CAUCE (Lc) m***	***H (min) msnm***	***CÁLCULO ALTURA PONDERADA Hp (msnm)***	***PENDIENTE PONDERADA ip (%)***	***PENDIENTE CAUCE CON CORRECCIÓN i (%)***	***PENDIENTE CAUCE SIN CORRECCIÓN i (%)***	***PENDIENTE PROMEDIO ENTRE (ip,ic y isc) i(med) %***	***DENSIDAD DE DRENAJE (Dd) Km/Km^2***	***QUINTO CONTROL CARACTERISTICAS PERFIL DEL CAUCE DE LA CUENCA***
139707.5	990.0	3520.0	3802.24	28.51	24.96	31.06	28.18	1.73	***Con los datos anteriores esta Cuenca tiene un Terreno Fuertemente Accidentado, con un drenaje bueno.***

Cuenca N^{O}3: Quebrada Atapulo

CUENCA Nº3

DATOS BASICOS DE LA CUENCA

1. Cota punto más alto del cauce principal $H_{(LC)}$ =	***3775.2***	***msnm***
2. Cota punto más alto de la cuenca ($H_{(máx)}$) =	***3800***	***msnm***
3. Cota de la sección de control ($H_{(min)}$) =	***3433.01***	***msnm***

ÁREA (Has)	ÁREA (Km^2)	PERIMETRO (P) Km	L(cause) Km
56.55	***0.57***	3.55	1.21

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE UNA CUENCA

CARACTERISTICAS DEL CAUCE				CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA CUENCA				CARACTERÍSTICAS DEL C.G DE LA CUENCA		
SUBCUENCA QUEBRADA ATAPULO	LONGITUD DE CAUCE HORTON (Km)	LONGITUD REAL DE CAUCE (Km)	PRIMER CONTROL LONGITUD CAUCE ERROR ≤ 20%	INDICE DE COMPACIDAD (Kc)	INDICE ALEJAMIENTO MEDIO (Kj)	FACTOR DE FORMA (Kf)	SEGUNDO CONTROL FORMA CUENCA	LONGITUD AL C.G CUENCA (La) Km	ANCHO MÁXIMO AL C.G CUENCA (E) Km	ANCHO MEDIO (Bm) Km
3	1.02	1.21	***16% ≤ 20% (OK)***	1.33	1.61	0.39	*Por su forma es una cuenca alargada, con tendencia a no presentar inundaciones.*	0.73	0.63	0.47

CARACTERISTICAS DEL RECTANGULO EQUIVALENTE DE LA CUENCA			CARACTERÍSTICAS DE LA CURVA HIPSOMÉTRICA				
LADO MAYOR (Lr) Km	LADO MENOR (lr) Km	TERCER CONTROL FORMA CUENCA	H (máx) msnm	H (min) msnm	H (mp) msnm	RELACIÓN HIPSOMÉTRICA (R_H)	CUARTO CONTROL CARACTERISTICAS HIPSOMÉTRICAS DE LA CUENCA
1.4	0.4	*Planta Rectangular , Tipo Alargada*	3800	3520	3654.7	1.1	*Por su relación hipsométrica semejante a 1, es una Cuenca en Equilibrio y/o un Río en Fase de Madurez (Tipo B)*

CARACTERISTICAS DEL PERFIL DEL CAUCE DE LA CUENCA									
ÁREA BAJO LA CURVA PERFIL ($A_{(LC)}$) m^2	LONGITUD DEL CAUCE (Lc) m	H (min) msnm	CÁLCULO ALTURA PONDERADA Hp (msnm)	PENDIENTE PONDERADA ip (%)	PENDIENTE CAUCE CON CORRECCIÓN i (%)	PENDIENTE CAUCE SIN CORRECCIÓN i (%)	PENDIENTE PROMEDIO ENTRE (ip,ic y isc) i(med) %	DENSIDAD DE DRENAJE (Dd) Km/Km^2	QUINTO CONTROL CARACTERISTICAS PERFIL DEL CAUCE DE LA CUENCA
131812.0	1210.00	3520.0	3737.87	18.01	24.96	28.28	23.75	2.13	*Con los datos anteriores esta Cuenca tiene un Terreno Fuertemente Accidentado, con un drenaje bueno.*

Como se puede observar los datos de la pendiente media de la cuenca indican que los valores son altos, en vista de que son cuencas de cabecera en la parte alta de la Cordillera Occidental de los Andes.

2.4.8 METEOROLOGÍA

Temperatura:

Dentro de la caracterización de la cuenca del estudio se puede observar la obtención de la función matemática lineal entre la temperatura y la altitud; tomando como base la información de las siguientes estaciones meteorológicas (Tabla 25):

CODIGO	NOMBRE	PERIODO	ALTITUD (m)	TEMPERATURA MEDIA (º C)
M-121	REFUGIO COTOPAXI	2000-2008	4800	0.83
M-120	COTOPAXI-CLIRSEN	2000-2008	3560	7.9
M-A1V	COTOPILALO	2000-2008	3250	10.8
M-B84	PUJILI	2000-2008	2955	12.4
M-004	RUMIPAMBA-SALCEDO	2000-2008	2628	14

Tabla 25: Temperatura y Altitud Media.
Fuente: Autores.

A continuación se presenta una tabla obtenida a través del procesamiento de datos estadísticos de seis estaciones representativas del sector de influencia, para el sistema de riego de la Comuna Salamalag Centro. De la misma forma se presenta una ecuación de temperatura con un factor de correlación de 0.99, que manifiesta una gran confiabilidad de la regresión lineal realizada.

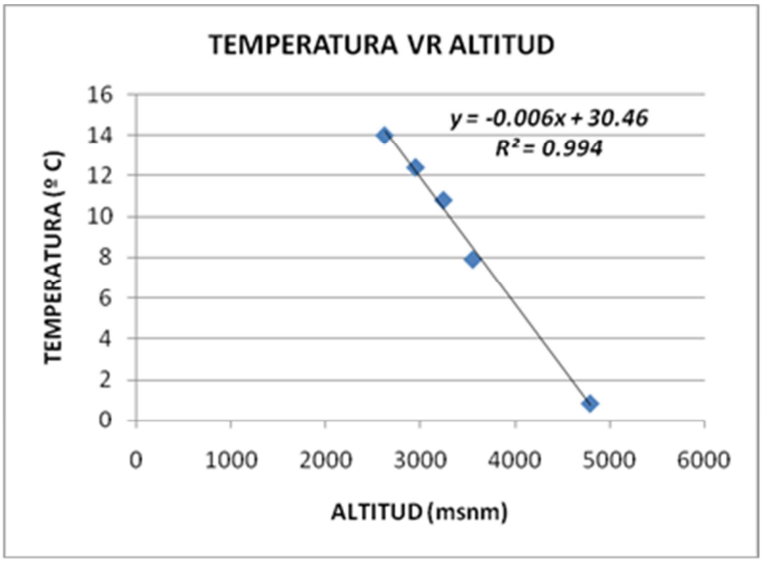


Gráfico 32: Temperatura - Altitud.
Fuente: Autores.

De acuerdo a la función lineal, y con una altitud media de la zona de estudio de 3420 msnm se obtiene una temperatura media de 9.9 ºC.

Evaporación:

Al observar las estaciones meteorológicas que se encuentran cercanas al lugar de estudio, que proporcionan información de evaporación, las estaciones MB84, M003 y M004 que se encuentran alrededor de la zona de estudio su evaporación media es 102 mm.

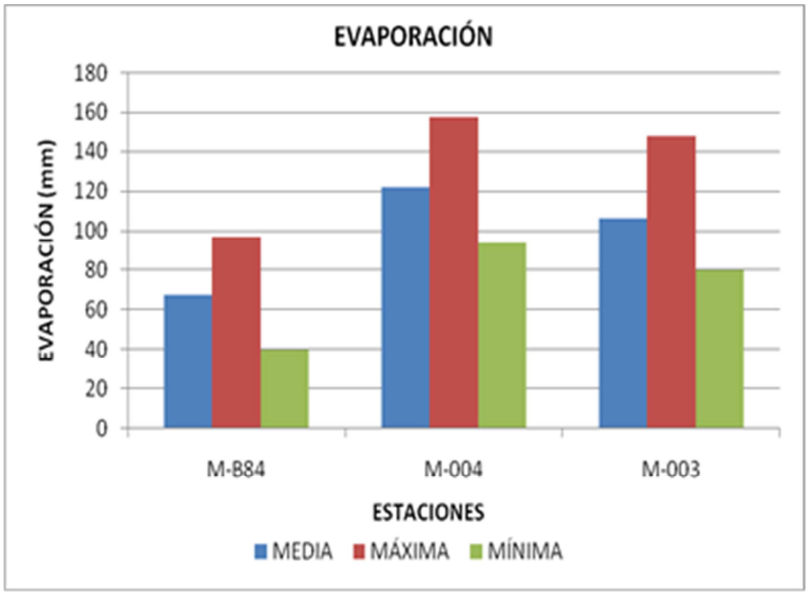


Gráfico 33: Evaporación Media
Fuente: Autores.

Humedad Relativa Media

La humedad relativa media de acuerdo a las estaciones M120, MA1V, MB84, M004 y M003; corresponde al 85%.

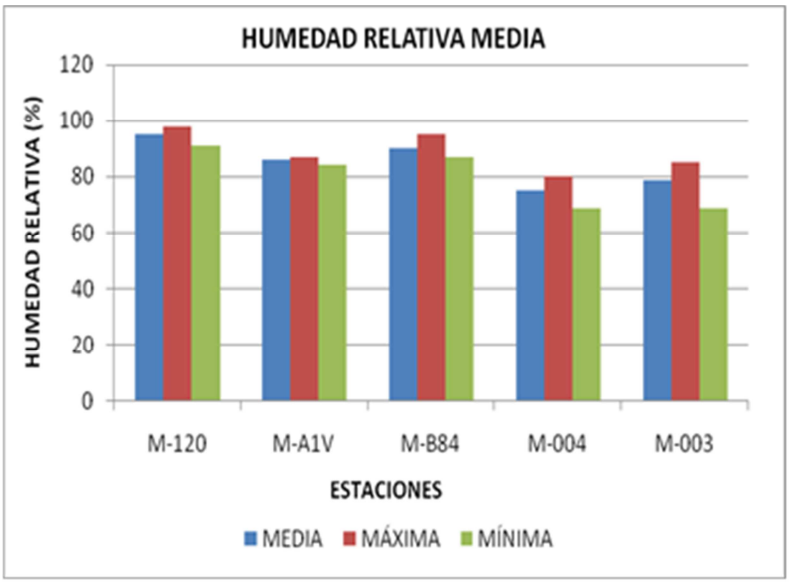


Gráfico 34: Humedad Relativa Media
Fuente: Autores.

2.4.9 PLUVIOMETRÍA

El estudio hidrológico de las quebradas antes señaladas se ha desarrollado en base a las precipitaciones de varias estaciones cercanas a nuestro proyecto.

Una vez obtenidos los datos de precipitación mensual de las estaciones, existen valores faltantes en la estación Saquisilí y Cotopilalo. Se precedió a rellenar los datos por medio de los métodos de las proporcionalidades y correlaciones simples de acuerdo al caso que se presente.

Ademas se realizo el análisis de confiabilidad de la información por medio de la curva de doble masas y se presenta las tablas respectivas de corrección de información de las estaciones seleccionadas.

CONFIABILIDAD DE LA INFORMACIÓN

El método consiste en definir un conjunto de estaciones en función al área de interés. Los datos de las estaciones se ordenan desde el año más reciente, que se entiende como el más confiable, hasta el más antiguo.

Del set de estaciones, se elige una de ellas con la estación patrón. La estación patrón se reunir una serie de características, como que la serie de datos sea la más completa, que esté bien instalada, etc.

Se grafican los valores acumulados de las distintas estaciones con la estación patrón, si el gráfico posee una recta de pendiente única, se dice que la información es consistente.

Si la recta posee más de una pendiente, se ajustan los datos conforme a la pendiente resultante de la recta con los valores más reciente. Una posibilidad de ajuste es utilizar la fórmula para el relleno de datos.

En el caso de existir un año sin dato o este dato fue eliminado por *dudoso*, éste se puede rellenar con la siguiente fórmula:

$$P_{j,i} = tg\alpha \times P_{Patrón,i}$$

Dónde:

***Pj,i*:** valor de precipitación de la estación j para el año *i*.

***tgα*:** tangente del ángulo formado por recta.

***$P_{Patrón,i}$*:** valor de precipitación de la estación patrón en el año *y*

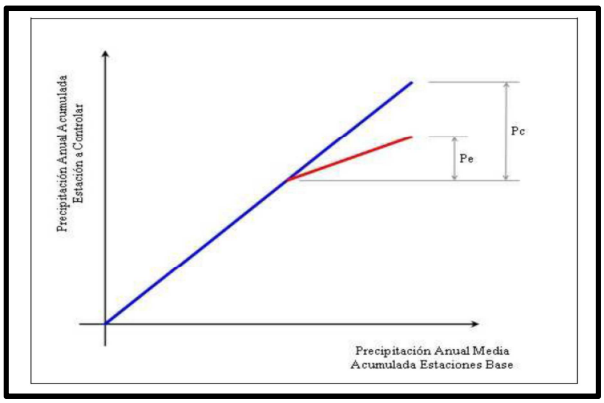


Gráfico 35: Curva de Doble Masas.
Fuente: Guía Hidrológica, Universidad de Granada 2010

RELLENO DE LA INFORMACIÓN

Método de las Proporciones

Se escoge una estación índice (A) cuya precipitación anual media es $\overline{X}A$; si la estación problema es la estación X, se halla su correspondiente precipitación anual media $\overline{X}$ y se establece la proporción:

$$\frac{x}{xA} = \frac{\bar{x}}{\bar{x}A}$$

De donde se puede despejar x que es el dato faltante. Hay que tener cuidado de hallar los valores medios para el período común de registros.

Regresión Lineal

Representamos en un gráfico los pares de valores de una distribución bidimensional: la variable "x" en el eje horizontal o eje de abscisa, y la variable "y" en el eje vertical, o eje de ordenada. Vemos que la nube de puntos sigue una tendencia lineal:

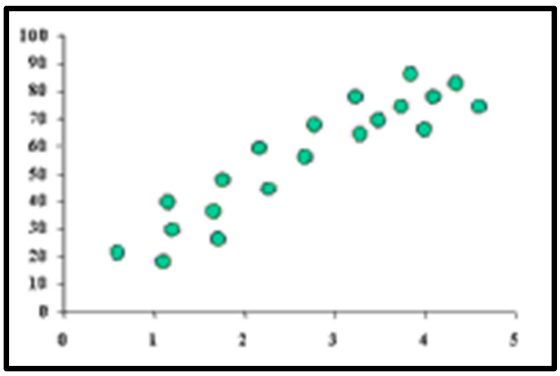


Gráfico 36: Regresión Lineal.
Fuente: Guía Hidrológica, Universidad de Granada 2010

El **coeficiente de correlación lineal** nos permite determinar si, efectivamente, existe relación entre las dos variables. Una vez que se concluye que sí existe relación, la **regresión** nos permite definir la recta que mejor se ajusta a esta nube de puntos.

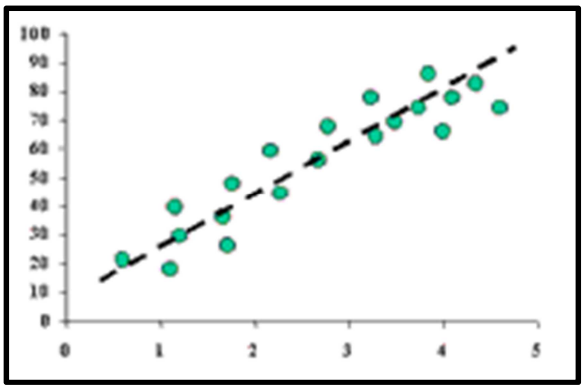


Gráfico 37: Regresión Lineal I.
Fuente: Guía Hidrológica, Universidad de Granada 2010

Una recta viene definida por la siguiente fórmula:

$$y = a + bx$$

Donde "y" sería la variable dependiente, es decir, aquella que viene definida a partir de la otra variable "x" (variable independiente). Para definir la recta hay que determinar los valores de los parámetros "a" y "b":

El **parámetro "a"** es el valor que toma la variable dependiente "y", cuando la variable independiente "x" vale 0, y es el punto donde la recta cruza el eje vertical.

El **parámetro "b"** determina la pendiente de la recta, su grado de inclinación.

La **regresión lineal** nos permite calcular el valor de estos dos parámetros, definiendo la recta que mejor se ajusta a esta nube de puntos.

El **parámetro "b"** viene determinado por la siguiente fórmula:

$$b = \frac{1/n * \Sigma (x_i - xm) * (y_i - ym)}{1/n * \Sigma (x_i - xm)^2}$$

Es la covarianza de las dos variables, dividida por la varianza de la variable "x".

El **parámetro "a"** viene determinado por:

$$a = Ym - (b * Xm)$$

Es la media de la variable "y", menos la media de la variable "x" multiplicada por el parámetro "b" que hemos calculado.

$$\text{Coeficiente de correlación} = r = \frac{n(\sum xy) - (\sum x)(\sum y)}{\sqrt{n(\sum x^2) - (\sum x)^2} \cdot \sqrt{n(\sum y^2) - (\sum y)^2}}$$

SERIE MENSUALES DE DATOS METEREOLOGICAS INAMHI														
NOMBRE:	SAQUISILI							CODIGO:	M 375				PRECIPITACION	(mm)
PERIODO:	1950 - 2009		LATITUD:	0	50	16 S		LONGITUD:	78	39	52 W		ELAVACION:	2920
AÑOS	ENERO	FEBR	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT	OCT	NOV	DIC	SUMA	MEDIA
1980	87.7	94.1	22.8	60.2	10.6	6.2	8.4	18.5	39.3	93.1	129.4	71.9	642.2	53.5
1981	32.7	89.6	134.1	132.5	58.8	39.0	23.7	45.2	17.4	63.9	48.3	66.2	751.4	62.6
1982	103.9	131.6	58.5	100.0	119.9	0.0	16.0	12.7	25.8	64.1	83.4	141.9	857.8	71.5
1983	69.5	29.6	78.0	104.7	104.5	8.0	5.2	6.5	18.4	41.7	38.9	61.3	566.3	47.2
1984	27.0	101.8	114.1	112.3	81.6	18.2	11.8	16.9	75.5		57.4	53.2		
1985	27.8	1.7	4.9		44.5	13.3	11.0	36.2	27.6	40.4	1.8	33.9		
1986	14.8	128.0	127.6	88.7	28.3	20.1	2.4	19.0	9.0	108.6	50.8	28.3	625.6	52.1
1987	56.9	24.7	34.7	51.3	30.1	5.5		4.4	32.0	25.3	18.6	7.1		
1988	28.3	44.8	9.9	129.1	69.7	24.4	15.9	19.5	53.2	327.5	77.6	60.3	860.2	71.7
1989	78.7	91.4	100.9		56.5	66.6	10.3	7.4	52.3	52.5	10.2	18.5		
1990	40.5	35.5	45.5	70.0	23.2	26.8	7.8	4.2	17.5	113.7	28.7	75.9	489.3	40.8
1991	30.5	22.6	115.7	33.8	82.8	35.8	29.8	8.9	87.0	290.3	406.0	320.4	1463.6	122.0
1992	42.6	49.4	136.2	85.5	80.1	10.0	43.2	22.5	40.0	30.0	218.7	227.8	985.9	82.2
1993	54.6	76.2	156.7	137.1	77.4	12.2	66.5	8.0	87.2	75.9	51.3	135.1	938.2	78.2
1994	23.0	123.2	119.6	52.0	50.0	41.0	12.0	28.2	31.0	20.0	76.0	124.0	700.0	58.3
1995	25.0	64.0	55.0	127.0	104.3	28.3	106.7	33.0	14.0	67.0	136.0	87.4	847.7	70.6
1996	164.0	162.3	134.0	153.5	188.6	89.0	51.0	17.0	13.0	108.0	25.0	28.1	1133.5	94.5
1997	115.8	82.0	94.0			97.5	63.0	30.0	99.0	76.0	229.3	68.0		
1998	112.0	124.3	104.0		66.0	106.0	66.0	92.0	62.0	94.0		61.0		
1999	63.7	102.6	102.7	86.0	89.8	80.6	40.8	48.2	181.9	55.0	68.1	149.7	1069.1	89.1
2000	60.8	149.2	121.8	209.9	258.1	156.4	48.7	65.3	147.8	36.0	37.9	75.1	1367.0	113.9
2001	106.5	51.8	107.2	116.2	96.1	94.1	19.8	31.5	63.5	5.6	57.5	94.8	844.6	70.4
2002	81.1	107.0	167.5	134.2	75.6	46.1	40.8	13.7	15.0	92.9	102.0	90.7	966.6	80.6
2003	69.6	93.3	61.2	100.9	74.5	88.2	15.0	7.8	22.9	80.9	108.1	69.2	791.6	66.0
2004	43.4	50.0	58.3	97.7		28.1	60.5	38.2	59.5	80.9	108.6	103.5		
2005	45.8	66.6	185.6	96.9	56.1	84.8	32.0	60.9	23.1	71.5	50.2	99.5	873.0	72.8
2006	107.1	146.4	142.3	118.1	75.9	74.9	15.3	29.2	27.6	50.0	155.3	93.6	1035.7	86.3
2007	53.3	33.4	142.4	119.8	109.5	74.4	47.6	48.0	21.9	75.1	109.2	118.4	953.0	79.4
2008	105.5	130.2	141.0	105.1	105.1	79.4	23.0	51.8	27.1	64.0	81.0	49.9	963.1	80.3
2009	83.7	27.4	25.5	49.6	58.5	51.1	18.2	3.0	11.3	54.5	57.0	7.9	447.7	37.3
SUMA	***1955.8***	***2434.7***	***2901.7***	***2672.1***	***2276.1***	***1506.0***	***912.4***	***827.7***	***1402.8***	***2358.4***	***2622.3***	***2622.6***	***24492.5***	***2041.0***
MEDIA	***65.2***	***81.2***	***96.7***	***102.8***	***81.3***	***50.2***	***31.5***	***27.6***	***46.8***	***81.3***	***90.4***	***87.4***	***842.3***	***70.2***
MINIMA	***14.8***	***1.7***	***4.9***	***33.8***	***10.6***	***0.0***	***2.4***	***3.0***	***9.0***	***5.6***	***1.8***	***7.1***	***94.7***	***0.0***
MAXIMA	***164.0***	***162.3***	***185.6***	***209.9***	***258.1***	***156.4***	***106.7***	***92.0***	***181.9***	***327.5***	***406.0***	***320.4***	***2570.8***	***406.0***

Tabla: Datos sin Corregir Estación Saquisilí.
Fuente: INAMHI

SERIE MENSUALES DE DATOS METEREOLOGICAS INAMHI														
NOMBRE:	COTOPILALO	INAMHI - CESA						CODIGO:	M A1V				PRECIPITACION:	(mm)
PERIODO:	1970 - 2009		LATITUD:	0	41	0 S		LONGITUD:	78	42	0W		ELAVACION:	3250
AÑOS	ENERO	FEBR	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT	OCT	NOV	DIC	SUMA	MEDIA
1988		54.7		123.6	110.7	30.8	30.4	15.4	52.4	92.9	206.1	66.3		
1989		64.8		110.5	89.0	33.0	23.3	14.1	85.0	113.5	24.4	62.5		
1990		74.9		97.3	66.3	35.2	16.2	23.2	23.0	147.6	57.0	58.7		
1991	35.0	85.0	102.7	84.2	98.5	37.4	58.4	15.0	9.0	40.5	91.3	54.7	711.7	59.3
1992	26.2	59.5	49.8	74.6	59.7	11.7	25.0	14.8	96.2	87.4	37.0	63.1	605.0	50.4
1993	80.6	90.8	200.1	130.4	80.7	18.0	29.4	24.0	28.9	65.4	30.8	126.6	905.7	75.5
1994	133.0	111.6	188.7	143.2	111.5	7.1	1.5	10.0	19.5	52.5	84.7	89.2	952.5	79.4
1995	25.8	72.1	63.2	23.1		6.1	13.3	9.8	29.6	92.0		68.5		
1996	77.8	160.5	63.0	128.1		36.2	20.9	1.2	39.6	131.5	38.0	44.2		
1997	109.3	67.2	116.0	54.7	27.7	47.2	0.0	0.0	32.0	62.6	72.8	28.9	618.4	51.5
1998	4.1	68.8	63.6	145.1	95.9	8.5	10.0	14.5	35.8	87.5				
1999	124.1	151.7	119.3	113.8	169.3	112.7	25.7	20.9	147.6	36.4	22.9	133.5	1177.9	98.2
2000	57.5	136.2	101.2	117.6	162.0	49.2	5.1	7.1	98.0	9.1	48.9	106.2	898.1	74.8
2001	73.4	38.7	112.8	44.2	84.8	35.0	12.8	2.8		2.9	35.5	70.2		
2002	47.1	37.0	52.0	82.8	60.1	22.0	4.1	4.0	7.5		115.1	90.1		
2003	37.3	33.2		163.2	33.9	61.6	8.6	6.2	18.2	37.2	102.6	117.3		
2004	21.0	24.0	29.8	103.2	53.0	4.0	17.8	0.0	77.0		60.2	102.9		
2005	27.9	127.5	124.2	88.0	37.3	22.6	8.9	0.0	48.1	27.3	86.8	96.2		
2006		65.9		72.2	21.6	41.2	0.0	0.0	19.2	22.4	113.3	89.4		
2007	21.5	4.5	98.2	133.2	70.0	43.3	9.0	31.5	3.1	74.3	83.7	84.7	657.0	54.8
2008	78.8	69.3	106.6	158.7	94.9	41.4	24.9	26.3	62.7	107.0	71.5	36.3	878.4	73.2
2009	164.0	72.1	83.0	63.4		43.4	0.0	2.1	15.4	49.5	54.2	13.3		
SUMA	***1144.4***	***1670.0***	***1674.2***	***2255.1***	***1526.9***	***747.6***	***345.3***	***242.9***	***947.8***	***1339.5***	***1436.8***	***1602.8***	***14933.1***	***1244.4***
MEDIA	***63.6***	***75.9***	***98.5***	***102.5***	***80.4***	***34.0***	***15.7***	***11.0***	***45.1***	***67.0***	***71.8***	***76.3***	***741.8***	***61.8***
MINIMA	***4.1***	***4.5***	***29.8***	***23.1***	***21.6***	***4.0***	***0.0***	***0.0***	***3.1***	***2.9***	***22.9***	***13.3***	***129.3***	***0.0***
MAXIMA	***164.0***	***160.5***	***200.1***	***163.2***	***169.3***	***112.7***	***58.4***	***31.5***	***147.6***	***147.6***	***206.1***	***133.5***	***1694.5***	***206.1***

Tabla: Datos sin Corregir Estación Cotopilalo.
Fuente: INAMHI

SERIE MENSUALES DE DATOS METEREOLOGICAS INAMHI														
NOMBRE:	SAQUISILI							CODIGO:	M 375				PRECIPITACION:	(mm)
PERIODO:	1950 - 2009		LATITUD:	0	50	16 S		LONGITUD:	78	39	52 W		ELAVACION:	2920
AÑOS	ENERO	FEBR	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT	OCT	NOV	DIC	SUMA	MEDIA
1980	87.7	94.1	22.8	60.2	10.6	6.2	8.4	18.5	39.3	93.1	129.4	71.9	642.2	53.5
1981	32.7	89.6	134.1	132.5	58.8	39.0	23.7	45.2	17.4	63.9	48.3	66.2	751.4	62.6
1982	103.9	131.6	58.5	100.0	119.9	0.0	16.0	12.7	25.8	64.1	83.4	141.9	857.8	71.5
1983	69.5	29.6	78.0	104.7	104.5	8.0	5.2	6.5	18.4	41.7	38.9	61.3	566.3	47.2
1984	27.0	101.8	114.1	112.3	81.6	18.2	11.8	16.9	75.5	***70.8***	57.4	53.2	740.6	61.7
1985	27.8	1.7	4.9	***41.1***	44.5	13.3	11.0	36.2	27.6	40.4	1.8	33.9	284.2	23.7
1986	14.8	128.0	127.6	88.7	28.3	20.1	2.4	19.0	9.0	108.6	50.8	28.3	625.6	52.1
1987	56.9	24.7	34.7	51.3	30.1	5.5	***5.4***	4.4	32.0	25.3	18.6	7.1	296.0	24.7
1988	28.3	44.8	9.9	129.1	69.7	24.4	15.9	19.5	53.2	327.5	77.6	60.3	860.2	71.7
1989	78.7	91.4	100.9	***92.2***	56.5	66.6	10.3	7.4	52.3	52.5	10.2	18.5	637.5	53.1
1990	40.5	35.5	45.5	70.0	23.2	26.8	7.8	4.2	17.5	113.7	28.7	75.9	489.3	40.8
1991	30.5	22.6	115.7	33.8	82.8	35.8	29.8	8.9	87.0	290.3	406.0	320.4	1463.6	122.0
1992	42.6	49.4	136.2	85.5	80.1	10.0	43.2	22.5	40.0	30.0	218.7	227.8	985.9	82.2
1993	54.6	76.2	156.7	137.1	77.4	12.2	66.5	8.0	87.2	75.9	51.3	135.1	938.2	78.2
1994	23.0	123.2	119.6	52.0	50.0	41.0	12.0	28.2	31.0	20.0	76.0	124.0	700.0	58.3
1995	25.0	64.0	55.0	127.0	104.3	28.3	106.7	33.0	14.0	67.0	136.0	87.4	847.7	70.6
1996	164.0	162.3	134.0	153.5	188.6	89.0	51.0	17.0	13.0	108.0	25.0	28.1	1133.5	94.5
1997	115.8	82.0	94.0	***153.4***	***140.4***	97.5	63.0	30.0	99.0	76.0	229.3	68.0	1248.4	104.0
1998	112.0	124.3	104.0	***142.6***	66.0	106.0	66.0	92.0	62.0	94.0	***101.3***	61.0	1131.2	94.3
1999	63.7	102.6	102.7	86.0	89.8	80.6	40.8	48.2	181.9	55.0	68.1	149.7	1069.1	89.1
2000	60.8	149.2	121.8	209.9	258.1	156.4	48.7	65.3	147.8	36.0	37.9	75.1	1367.0	113.9
2001	106.5	51.8	107.2	116.2	96.1	94.1	19.8	31.5	63.5	5.6	57.5	94.8	844.6	70.4
2002	81.1	107.0	167.5	134.2	75.6	46.1	40.8	13.7	15.0	92.9	102.0	90.7	966.6	80.6
2003	69.6	93.3	61.2	100.9	74.5	88.2	15.0	7.8	22.9	80.9	108.1	69.2	791.6	66.0
2004	43.4	50.0	58.3	97.7	***92.3***	28.1	60.5	38.2	59.5	80.9	108.6	103.5	821.0	68.4
2005	45.8	66.6	185.6	96.9	56.1	84.8	32.0	60.9	23.1	71.5	50.2	99.5	873.0	72.8
2006	107.1	146.4	142.3	118.1	75.9	74.9	15.3	29.2	27.6	50.0	155.3	93.6	1035.7	86.3
2007	53.3	33.4	142.4	119.8	109.5	74.4	47.6	48.0	21.9	75.1	109.2	118.4	953.0	79.4
2008	105.5	130.2	141.0	105.1	105.1	79.4	23.0	51.8	27.1	64.0	81.0	49.9	963.1	80.3
2009	83.7	27.4	25.5	49.6	58.5	51.1	18.2	3.0	11.3	54.5	57.0	7.9	447.7	37.3
SUMA	***1955.8***	***2434.7***	***2901.7***	***3101.4***	***2508.8***	***1506.0***	***917.8***	***827.7***	***1402.8***	***2429.2***	***2723.6***	***2622.6***	***25332.0***	***2111.0***
MEDIA	***65.2***	***81.2***	***96.7***	***103.4***	***83.6***	***50.2***	***30.6***	***27.6***	***46.8***	***81.0***	***90.8***	***87.4***	***844.4***	***70.4***
MINIMA	***14.8***	***1.7***	***4.9***	***33.8***	***10.6***	***0.0***	***2.4***	***3.0***	***9.0***	***5.6***	***1.8***	***7.1***	***94.7***	***0.0***
MAXIMA	***164.0***	***162.3***	***185.6***	***209.9***	***258.1***	***156.4***	***106.7***	***92.0***	***181.9***	***327.5***	***406.0***	***320.4***	***2570.8***	***406.0***

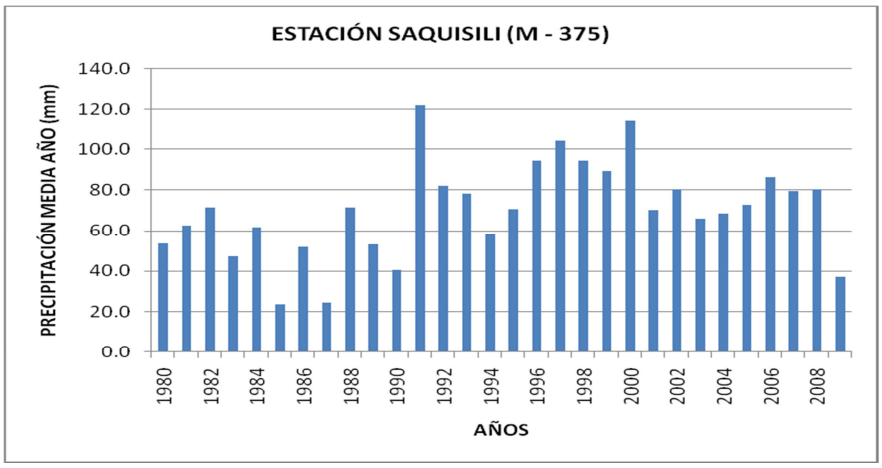
Tabla: Datos Corregidos Estación Saquisilí.
Fuente: Autores

SERIE MENSUALES DE DATOS METEREOLOGICAS INAMHI														
NOMBRE:	COTOPILALO INAMHI - CESA							CODIGO:	M A1V				PRECIPITACION:	(mm)
PERIODO:	1970 - 2009		LATITUD:	0	41	0 S		LONGITUD:	78	42	0W		ELAVACION:	3250
AÑOS	ENERO	FEBR	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT	OCT	NOV	DIC	SUMA	MEDIA
1988	76.9	54.7	169.7	123.6	110.7	30.8	30.4	15.4	52.4	92.9	206.1	66.3	1029.9	85.8
1989	60.9	64.8	134.3	110.5	89.0	33.0	23.3	14.1	85.0	113.5	24.4	62.5	815.3	67.9
1990	58.8	74.9	129.8	97.3	66.3	35.2	16.2	23.2	23.0	147.6	57.0	58.7	788.0	65.7
1991	35.0	85.0	102.7	84.2	98.5	37.4	58.4	15.0	9.0	40.5	91.3	54.7	711.7	59.3
1992	26.2	59.5	49.8	74.6	59.7	11.7	25.0	14.8	96.2	87.4	37.0	63.1	605.0	50.4
1993	80.6	90.8	200.1	130.4	80.7	18.0	29.4	24.0	28.9	65.4	30.8	126.6	905.7	75.5
1994	133.0	111.6	188.7	143.2	111.5	7.1	1.5	10.0	19.5	52.5	84.7	89.2	952.5	79.4
1995	25.8	72.1	63.2	23.1	55.5	6.1	13.3	9.8	29.6	92.0	39.6	68.5	498.6	41.5
1996	77.8	160.5	63.0	128.1	92.7	36.2	20.9	1.2	39.6	131.5	38.0	44.2	833.7	69.5
1997	109.3	67.2	116.0	54.7	27.7	47.2	0.0	0.0	32.0	62.6	72.8	28.9	618.4	51.5
1998	4.1	68.8	63.6	145.1	95.9	8.5	10.0	14.5	35.8	87.5	50.7	66.1	650.6	54.2
1999	124.1	151.7	119.3	113.8	169.3	112.7	25.7	20.9	147.6	36.4	22.9	133.5	1177.9	98.2
2000	57.5	136.2	101.2	117.6	162.0	49.2	5.1	7.1	98.0	9.1	48.9	106.2	898.1	74.8
2001	73.4	38.7	112.8	44.2	84.8	35.0	12.8	2.8	32.8	2.9	35.5	70.2	545.9	45.5
2002	47.1	37.0	52.0	82.8	60.1	22.0	4.1	4.0	7.5	47.7	115.1	90.1	569.5	47.5
2003	37.3	33.2	122.2	163.2	33.9	61.6	8.6	6.2	18.2	37.2	102.6	117.3	741.5	61.8
2004	21.0	24.0	29.8	103.2	53.0	4.0	17.8	0.0	77.0	45.0	60.2	102.9	537.9	44.8
2005	27.9	127.5	124.2	88.0	37.3	22.6	8.9	0.0	48.1	27.3	86.8	96.2	694.7	57.9
2006	43.7	65.9	96.4	72.2	21.6	41.2	0.0	0.0	19.2	22.4	113.3	89.4	585.3	48.8
2007	21.5	4.5	98.2	133.2	70.0	43.3	9.0	31.5	3.1	74.3	83.7	84.7	657.0	54.8
2008	78.8	69.3	106.6	158.7	94.9	41.4	24.9	26.3	62.7	107.0	71.5	36.3	878.4	73.2
2009	164.0	72.1	83.0	63.4	70.1	43.4	0.0	2.1	15.4	49.5	54.2	13.3	630.5	52.5
SUMA	1384.7	1670.0	2326.6	2255.1	1745.2	747.6	345.3	242.9	980.6	1432.2	1527.1	1668.9	16326.0	1360.5
MEDIA	62.9	75.9	105.8	102.5	79.3	34.0	15.7	11.0	44.6	65.1	69.4	75.9	742.1	61.8
MINIMA	4.1	4.5	29.8	23.1	21.6	4.0	0.0	0.0	3.1	2.9	22.9	13.3	129.3	0.0
MAXIMA	164.0	160.5	200.1	163.2	169.3	112.7	58.4	31.5	147.6	147.6	206.1	133.5	1694.5	206.1

Tabla: Datos Corregidos Estación Cotopilalo.
Fuente: Autores

Se usa la información de precipitaciones medias mensuales para los períodos: estación M-375 (1980-2009) y estación MA1V (1988-2009). Entre las estaciones principales están la de Saquisilí (M-375) con una precipitación media mensual de 70.4 mm, es la única estación más próxima al lugar del estudio. En el sector alto de la cuenca se considera una estación cercana pluviométrica denominada Cotopilalo (MA1V), con una precipitación media mensual de 61.8 mm.

Aunque no todas las estaciones tienen la misma longitud de registro, en el caso de la estación Saquisilí se determina que la precipitación media multianual para el primer periodo húmedo (enero-mayo) es de 86.02 mm, de 86.40 mm para el segundo periodo húmedo (octubre-diciembre), y para el periodo considerado seco, 38.78 mm. El mes más seco es agosto con 27.6 mm y el mes más húmedo abril con 103.40 mm. La distribución de precipitaciones es bimodal.



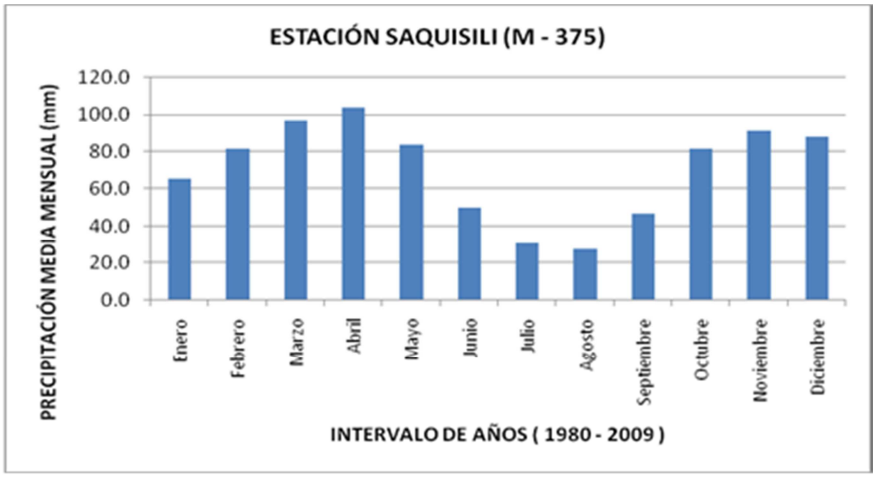
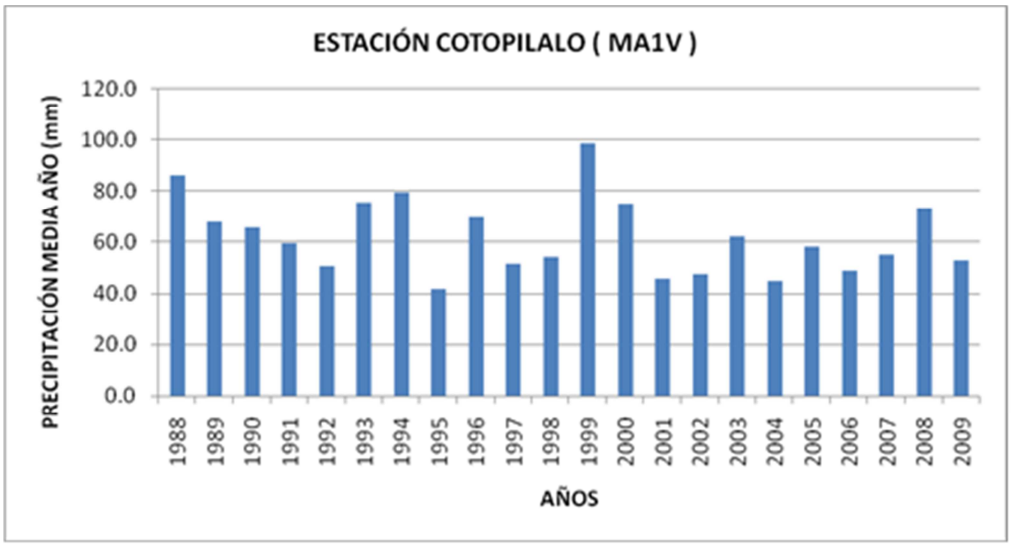


Gráfico 38: Precipitación Media Anual – Mensual (M – 375).
Fuente: Autores

En la otra estación ubicada en las cercanías de la cuenca en el sector alto Cotopilalo se determina que la precipitación media multianual para el primer periodo húmedo (enero-mayo) es de 85.28 mm, de 70.13 mm para el segundo periodo húmedo (octubre-diciembre), y para el periodo considerado seco, 26.33 mm. El mes más seco es agosto con 11.0 mm y el mes más húmedo marzo con 105.80 mm. La distribución de precipitaciones es bimodal.



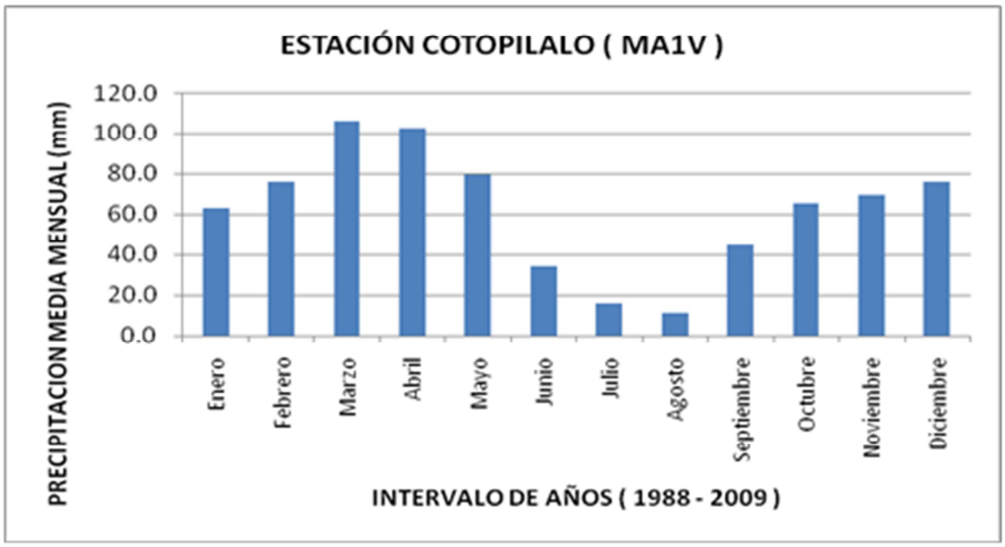


Gráfico 39: Precipitación Media Anual – Mensual (M-A1V).
Fuente: Autores

Aforos

Este método consiste en hacer llegar la corriente a un depósito o recipiente de volumen (***V***) conocido, y medir el tiempo (***t***) que tarda en llenarse dicho depósito.

Para calcular el caudal se sigue el siguiente procedimiento:

- Calcular o medir el volumen del depósito o recipiente (***V***).
- Con un cronómetro, medir el tiempo (***t***), requerido para llenar el depósito.
- Calcular el caudal con la ecuación:

$$Q = \frac{V}{T}$$

Dónde:

Q = caudal, en *lit* /s ó m^3/s

V = volumen del depósito, en lit o m^3

t = tiempo en que se llena el depósito, en segundos

Este método es el más exacto, pero es aplicable solo cuando se miden caudales pequeños. Por lo general, se usa en los laboratorios para calibrar diferentes estructuras de aforo, como sifones, vertederos, aforador Parshall, etc.

Las medidas con recipiente, se deben repetir 3 veces, y en caso de tener resultados diferentes, sacar un promedio, ya que se puede cometer pequeños errores al introducir el recipiente bajo el chorro.

CUENCA Nº 1
AFORO 10 DE MAYO DEL 2010

Volumen (lit)	Tiempo (seg)	Caudal (lit/seg)
9	1.4	6.43
9	1.9	4.74
9	2.2	4.09
PROMEDIO		**5.09**

CUENCA Nº 1
AFORO 31 DE AGOSTO DEL 2010

Volumen (lit)	Tiempo (seg)	Caudal (lit/seg)
9	1.8	5.00
9	1.8	5.00
9	1.9	4.74
PROMEDIO		**4.91**

CUENCA Nº 1
AFORO 18 DE SEPTIEMBRE DEL 2010

Volumen (lit)	Tiempo (seg)	Caudal (lit/seg)
9	1.92	4.69
9	2.11	4.27
9	2.15	4.19
PROMEDIO		**4.38**

QUEBRADA ALMAYDA TINGO
RESUMEN DE AFOROS

Mes	Caudal (lit/seg)	Observacion
Mayo	5.09	Existe una reduccion de caudal
Agosto	4.91	
Septiembre	4.38	
PROMEDIO	**4.79**	

Tabla: Resumen de Aforos de la Quebrada Almayda Tingo.
Fuente: Autores

CUENCA Nº 2		
AFORO 10 DE MAYO DEL 2010		
Volumen (lit)	Tiempo (seg)	Caudal (lit/seg)
9	6.8	1.32
9	6.8	1.32
9	6.8	1.32
PROMEDIO		1.32

CUENCA Nº 2		
AFORO 31 DE AGOSTO DEL 2010		
Volumen (lit)	Tiempo (seg)	Caudal (lit/seg)
5.6	4.1	1.37
5.6	4.6	1.22
5.6	4.6	1.22
PROMEDIO		1.27

CUENCA Nº 2		
AFORO 18 DE SEPTIEMBRE DEL 2010		
Volumen (lit)	Tiempo (seg)	Caudal (lit/seg)
9	7.32	1.23
9	6.91	1.30
9	6.80	1.32
PROMEDIO		1.29

QUEBRADA ACHUPALLA HUAYCO		
RESUMEN DE AFOROS		
Mes	Caudal (lit/seg)	Observacion
Mayo	1.32	Existe una reduccion de caudal
Agosto	1.27	
Septiembre	1.29	
PROMEDIO	1.29	

Tabla: Resumen de Aforos de la Quebrada Achupalla Huayco.
Fuente: Autores

Se debe aclarar que la zona del proyecto está directamente influenciada por los regímenes de la región sierra, considerando las dos estaciones anterior como las más representativas del lugar de estudio.

Curva de Duración General

La curva de duración resulta del análisis de frecuencias de la serie histórica de precipitaciones medias mensuales en el sitio de captación del proyecto de suministro de agua. Se estima que si la serie histórica es suficientemente buena, la curva de duración es representativa del régimen de precipitaciones medias y por lo tanto puede utilizarse para pronosticar el comportamiento del régimen futuro de precipitaciones, o sea el régimen que se presentará durante la vida útil de la captación.

Como se observa en la Gráfico . 37 la escala vertical de la **curva de duración representa caudales y/o precipitaciones medios** (diarios, mensuales o anuales) y la escala horizontal las probabilidades de que dichos caudales puedan ser igualados o excedidos.

Las curvas de duración tienen formas típicas que dependen de las características de las cuencas vertientes. En cuencas de montaña, por ejemplo, la pendiente pronunciada en el tramo inicial de la curva indica que los caudales altos se presentan durante períodos cortos, mientras que en los ríos de llanura no existen diferencias muy notables en las pendientes de los diferentes tramos de la curva. Este hecho es útil para ajustar la forma de la curva de duración según las características de la cuenca cuando la serie de caudales medios es deficiente, o para transponer una curva de duración de una cuenca bien instrumentada de la misma región a la cuenca que tiene información escasa.

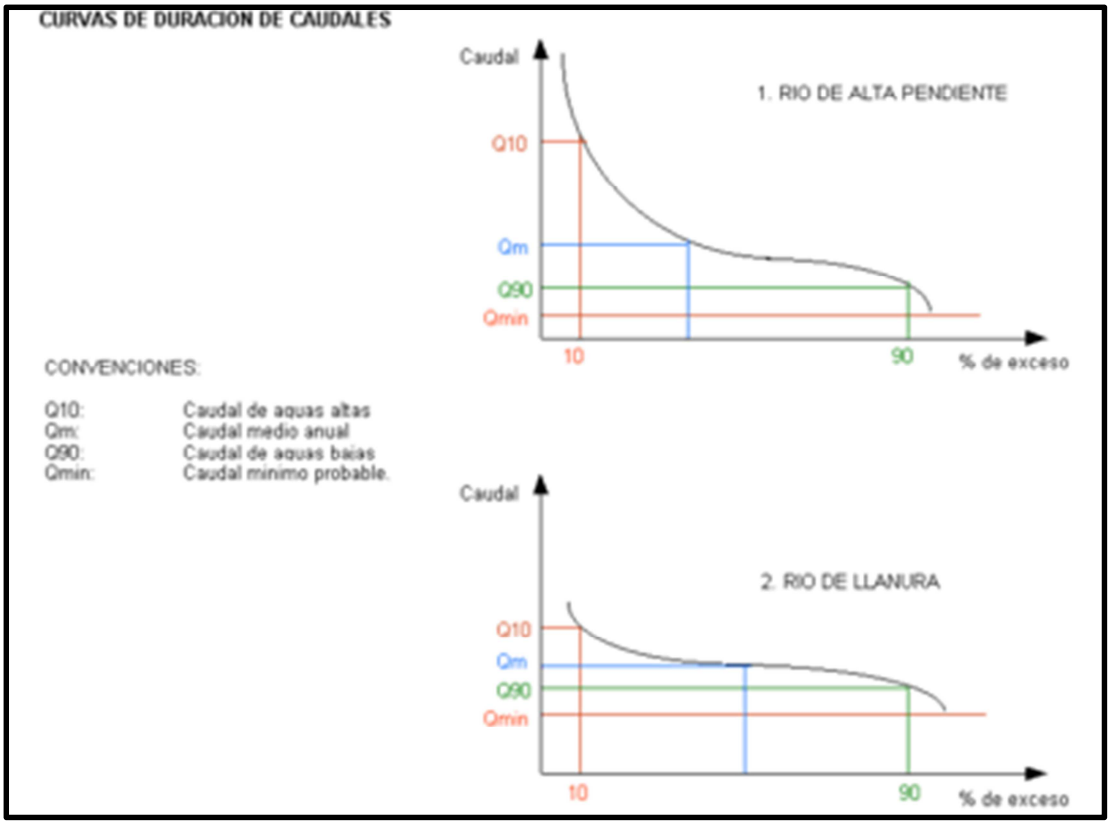


Gráfico 40: Curva Duración General
Fuente: Autores.

El caudal mínimo y/o precipitación mínima probable de la curva es el caudal o la precipitación que la corriente puede suministrar durante todo el año con una probabilidad de excedencia próxima al 100 %. Si este caudal o la precipitación es mayor que la demanda del proyecto, entonces la fuente tiene capacidad para abastecer la demanda sin necesidad de almacenamiento.

En los estudios que se realizan en cuencas pequeñas las variaciones diarias del caudal y precipitaciones son importantes. Por esta razón los análisis se hacen con base en la curva de duración de caudales y precipitaciones diarios.

Cuando la información hidrológica es escasa la serie histórica de los caudales y precipitaciones medios diarios no existe, o si existe no es suficientemente confiable.

En tal caso la curva de duración de caudales y precipitaciones diarios no puede determinarse por métodos matemáticos, pero pueden hacerse estimativos utilizando relaciones empíricas entre lluvias y caudales. Estos estimativos pueden ocasionar sobre diseño de las obras.

Sin embargo, se pueden dibujar las curvas de duración de los caudales medios anuales y medios mensuales y con base en ellas deducir aproximadamente una curva estimada de caudales medios diarios, como se observa en la Gráfico 38.

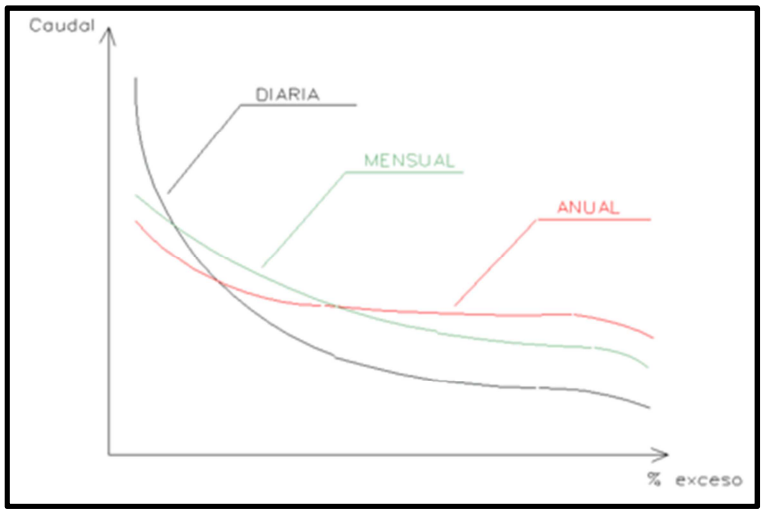


Gráfico 41: Curvas Típicas de Duración de Caudales
Fuente: Autores.

La curva de duración es muy útil para determinar si una fuente es suficiente para suministrar la demanda o si hay necesidad de construir embalses de almacenamiento para suplir las deficiencias en el suministro normal de agua durante los períodos secos.

En el sector de estudio no se cuenta con información hidrométrica, por lo tanto se utilizaron los siguientes parametros para el respectivo calculo de caudales:

$$Q = C * P * A$$

Donde:

Q: caudal
P: las precipitaciones anuales
A: áreas de las cuencas y
C: el respectivo coeficeinte de escurrimiento ajustado.

El ajuste del coeficiente de escorrentía esta en función de los siguientes parámetros:

a) Aforos
b) Registro de niveles y
c) Determinación de la relación nivel – gasto.

Los aforos se refieren a la medición de la escorrentía en un momento dado y en un lugar determinado. Los registros de niveles consisten en la medición y tabulación continua de los niveles de los cauces.

La determinación de las relaciones nivel-gasto consiste en la preparación de curvas o ecuaciones para determinar el gasto o caudal a partir de los niveles medidos. A continuación se presentan las respectivas tablas de cálculo y gráficas generadas en el analisis.

DATOS PRECIPITACIÓN				DATOS CAUDALES				PROBABILIDADES	
AÑO	ORDEN	$P_{(MEDIA)}$ mm/año	$P_{(MEDIA)}$ mm/año	$P_{(MEDIA)}$ m/seg	Area (m^2)	β	Q= β*P*A (lit/seg)	P = m/n	P (%)
1980	1	642.20	1463.60	0.0000000464	1085300	0.23	11.58	0.032	3.23
1981	2	751.40	1367.00	0.0000000433	1085300	0.23	10.82	0.065	6.45
1982	3	857.80	1248.40	0.0000000396	1085300	0.23	9.88	0.097	9.68
1983	4	566.30	1133.50	0.0000000359	1085300	0.23	8.97	0.129	12.90
1984	5	740.60	1131.20	0.0000000359	1085300	0.23	8.95	0.161	16.13
1985	6	284.20	1069.10	0.0000000339	1085300	0.23	8.46	0.194	19.35
1986	7	625.60	1035.70	0.0000000328	1085300	0.23	8.20	0.226	22.58
1987	8	296.00	985.85	0.0000000313	1085300	0.23	7.80	0.258	25.81
1988	9	860.20	966.60	0.0000000307	1085300	0.23	7.65	0.290	29.03
1989	10	637.50	963.10	0.0000000305	1085300	0.23	7.62	0.323	32.26
1990	11	489.30	953.00	0.0000000302	1085300	0.23	7.54	0.355	35.48
1991	12	1463.60	938.20	0.0000000298	1085300	0.23	7.43	0.387	38.71
1992	13	985.85	873.00	0.0000000277	1085300	0.23	6.91	0.419	41.94
1993	14	938.20	860.20	0.0000000273	1085300	0.23	6.81	0.452	45.16
1994	15	700.00	857.80	0.0000000272	1085300	0.23	6.79	0.484	48.39
1995	16	847.70	847.70	0.0000000269	1085300	0.23	6.71	0.516	51.61
1996	17	1133.50	844.60	0.0000000268	1085300	0.23	6.69	0.548	54.84
1997	18	1248.40	821.00	0.0000000260	1085300	0.23	6.50	0.581	58.06
1998	19	1131.20	791.60	0.0000000251	1085300	0.23	6.27	0.613	61.29
1999	20	1069.10	751.40	0.0000000238	1085300	0.23	5.95	0.645	64.52
2000	21	1367.00	740.60	0.0000000235	1085300	0.23	5.86	0.677	67.74
2001	22	844.60	700.00	0.0000000222	1085300	0.23	5.54	0.710	70.97
2002	23	966.60	642.20	0.0000000204	1085300	0.23	5.08	0.742	74.19
2003	24	791.60	637.50	0.0000000202	1085300	0.23	5.05	0.774	77.42
2004	25	821.00	625.60	0.0000000198	1085300	0.23	4.95	0.806	80.65
2005	26	873.00	566.30	0.0000000180	1085300	0.23	4.48	0.839	83.87
2006	27	1035.70	489.30	0.0000000155	1085300	0.23	3.87	0.871	87.10
2007	28	953.00	447.70	0.0000000142	1085300	0.23	3.54	0.903	90.32
2008	29	963.10	296.00	0.0000000094	1085300	0.23	2.34	0.935	93.55
2009	30	447.70	284.20	0.0000000090	1085300	0.23	2.25	0.968	96.77

Tabla: Cálculo de la Curva de Duración General de la Quebrada Almayda Tingo.
Fuente: Autores

DATOS PRECIPITACIÓN				DATOS CAUDALES				PROBABILIDADES	
AÑO	ORDEN	$P_{(MEDIA)}$ mm/año	$P_{(MEDIA)}$ mm/año	$P_{(MEDIA)}$ m/seg	Area (m^2)	β	Q= β*P*A (lit/seg)	P = m/n	P (%)
1980	1	642.20	1463.60	0.0000000464	568500	0.21	5.54	0.032	3.23
1981	2	751.40	1367.00	0.0000000433	568500	0.21	5.18	0.065	6.45
1982	3	857.80	1248.40	0.0000000396	568500	0.21	4.73	0.097	9.68
1983	4	566.30	1133.50	0.0000000359	568500	0.21	4.29	0.129	12.90
1984	5	740.60	1131.20	0.0000000359	568500	0.21	4.28	0.161	16.13
1985	6	284.20	1069.10	0.0000000339	568500	0.21	4.05	0.194	19.35
1986	7	625.60	1035.70	0.0000000328	568500	0.21	3.92	0.226	22.58
1987	8	296.00	985.85	0.0000000313	568500	0.21	3.73	0.258	25.81
1988	9	860.20	966.60	0.0000000307	568500	0.21	3.66	0.290	29.03
1989	10	637.50	963.10	0.0000000305	568500	0.21	3.65	0.323	32.26
1990	11	489.30	953.00	0.0000000302	568500	0.21	3.61	0.355	35.48
1991	12	1463.60	938.20	0.0000000298	568500	0.21	3.55	0.387	38.71
1992	13	985.85	873.00	0.0000000277	568500	0.21	3.30	0.419	41.94
1993	14	938.20	860.20	0.0000000273	568500	0.21	3.26	0.452	45.16
1994	15	700.00	857.80	0.0000000272	568500	0.21	3.25	0.484	48.39
1995	16	847.70	847.70	0.0000000269	568500	0.21	3.21	0.516	51.61
1996	17	1133.50	844.60	0.0000000268	568500	0.21	3.20	0.548	54.84
1997	18	1248.40	821.00	0.0000000260	568500	0.21	3.11	0.581	58.06
1998	19	1131.20	791.60	0.0000000251	568500	0.21	3.00	0.613	61.29
1999	20	1069.10	751.40	0.0000000238	568500	0.21	2.84	0.645	64.52
2000	21	1367.00	740.60	0.0000000235	568500	0.21	2.80	0.677	67.74
2001	22	844.60	700.00	0.0000000222	568500	0.21	2.65	0.710	70.97
2002	23	966.60	642.20	0.0000000204	568500	0.21	2.43	0.742	74.19
2003	24	791.60	637.50	0.0000000202	568500	0.21	2.41	0.774	77.42
2004	25	821.00	625.60	0.0000000198	568500	0.21	2.37	0.806	80.65
2005	26	873.00	566.30	0.0000000180	568500	0.21	2.14	0.839	83.87
2006	27	1035.70	489.30	0.0000000155	568500	0.21	1.85	0.871	87.10
2007	28	953.00	447.70	0.0000000142	568500	0.21	1.69	0.903	90.32
2008	29	963.10	296.00	0.0000000094	568500	0.21	1.12	0.935	93.55
2009	30	447.70	284.20	0.0000000090	568500	0.21	1.08	0.968	96.77

Tabla: Cálculo de la Curva de Duración General de la Quebrada Achupalla Huyaco.
Fuente: Autores

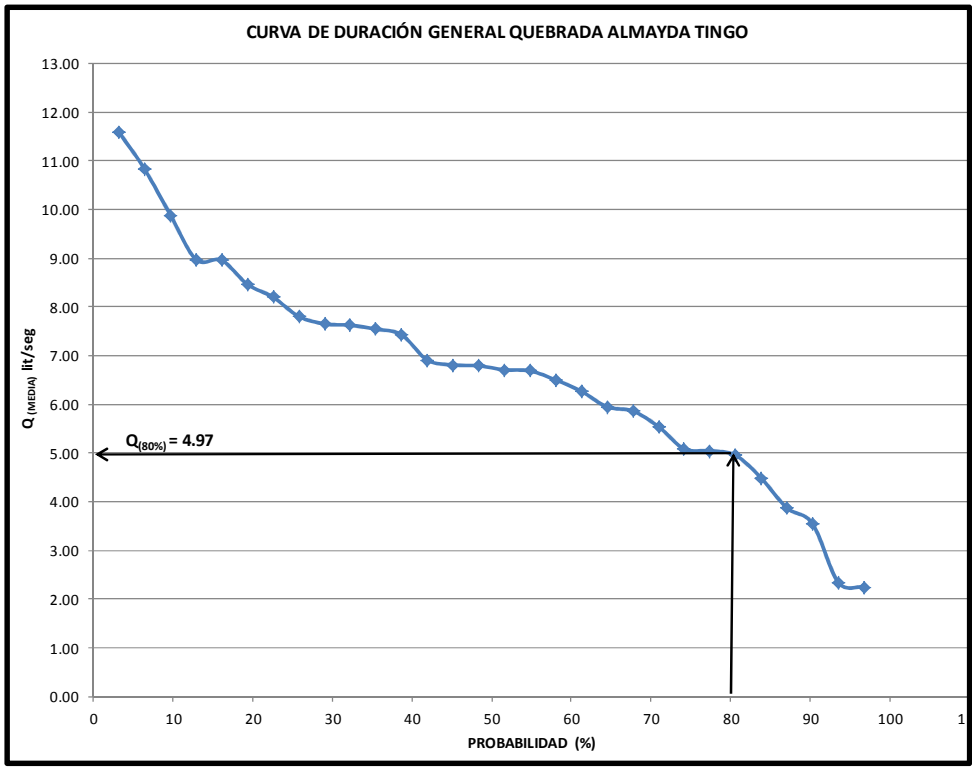


Gráfico 42: Curva de Duración General No1
Fuente: Autores.

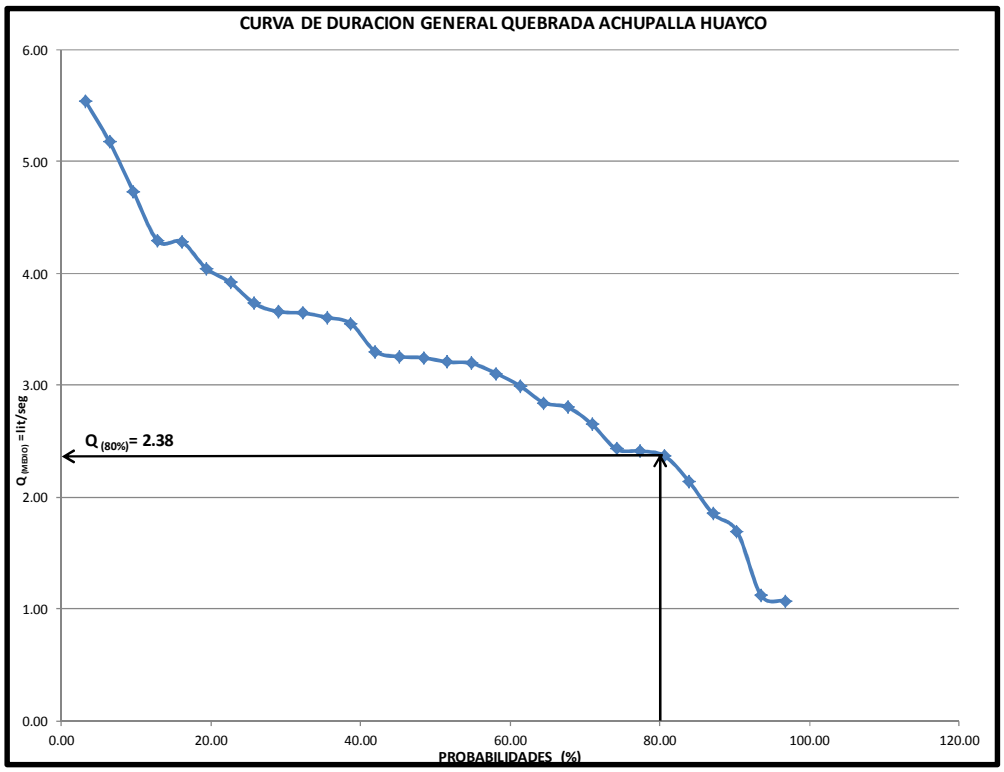


Gráfico 43: Curva de Duración General No2
Fuente: Autores.

QUEBRADA ALMAYDA TINGO	
PROBABILIDAD (%)	**CAUDAL Q (lit/seg)**
77.42	5.05
80	**4.97**
80.65	4.95

QUEBRADA ACHUPALLA HUAYCO	
PROBABILIDAD (%)	**CAUDAL Q (lit/seg)**
77.42	2.41
80	**2.38**
80.65	2.37

RESULTADOS MEDIOS DE LAS QUEBRADAS DEL ESTUDIO			
PROBABILIDAD (%)	**CAUDAL Q (lit/seg)**	**CAUDAL Q (lit/seg)**	**CAUDAL TOTAL Q (lit/seg)**
80	4.97	2.38	**7.35**

Intensidades:

El INAMHI (1999) ha realizado una actualización del estudio de las intensidades de precipitación para varios períodos de retorno, para todo el territorio nacional, y para duraciones de hasta 24 horas. Del plano de zonificación dado por el estudio, la zona del proyecto cae en las zonas 14 de una clara influencia de la región sierra.

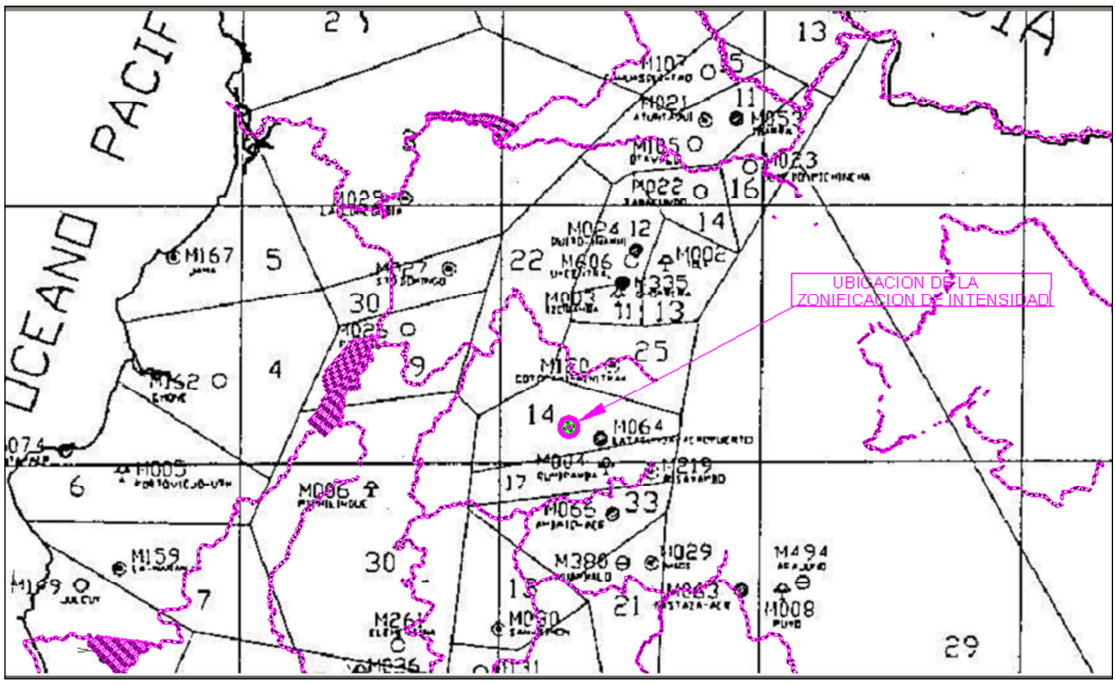


Gráfico No44: Ubicación de la Zonificación de Intensidades.
Fuente: INAMHI y Autores.

En el análisis de la distribución de la precipitación en un punto, además de la relación entre la intensidad y la duración de la tormenta (curvas intensidad-duración), es necesario introducir el concepto de probabilidad o de frecuencia con el fin de poder evaluar riesgos en obras de ingeniería.

Las fórmulas de intensidad usadas son las siguientes: Saquisilí, Latacunga y Cotopaxi, como se presenta a continuación:

INTERVALO	***SAQUISILI (ZONA 14)***
	(M - 375)
5 min < 40 min	$Id_{(Tr)} = 133.83 * t^{-0.4283} * Id_{(Tr)}$
40 min <1440 min	$Id_{(Tr)} = 800.89 * t^{-0.9189} * Id_{(Tr)}$
INTERVALO	***LATACUNGA***
	(M - 064)
5 min < 50 min	$Id_{(Tr)} = 143.71 * t^{-0.4607} * Id_{(Tr)}$
50 min <1440 min	$Id_{(Tr)} = 909.87 * t^{-0.9344} * Id_{(Tr)}$
INTERVALO	***COTOPAXI***
	(M - 120)
5 min < 13 min	$Id_{(Tr)} = 112.97 * t^{-0.6248} * Id_{(Tr)}$
13 min <1440 min	$Id_{(Tr)} = 125.39 * t^{-0.6621} * Id_{(Tr)}$

Tabla 26: Ecuaciones Representativas de Estaciones Pluviográficas.
Fuente: INAMHI, Estudio de Lluvias Intensas 1999.

Dónde:

I: es la intensidad de la tormenta

t: es el tiempo de duración, y

Tr: el período de retorno en años (probabilidad de que la intensidad de la tormenta I sea de valor 1/T).

Se sigue el procedimiento establecido en el Manual de Lluvias Intensas 1999, fuente INAMHI.

A continuación se señalan las intensidades máximas en 24 horas usadas para la determinación de las intensidades para los diferentes períodos de retorno. La estación índice es la Estación Saquisilí (M -375) y las intensidades son:

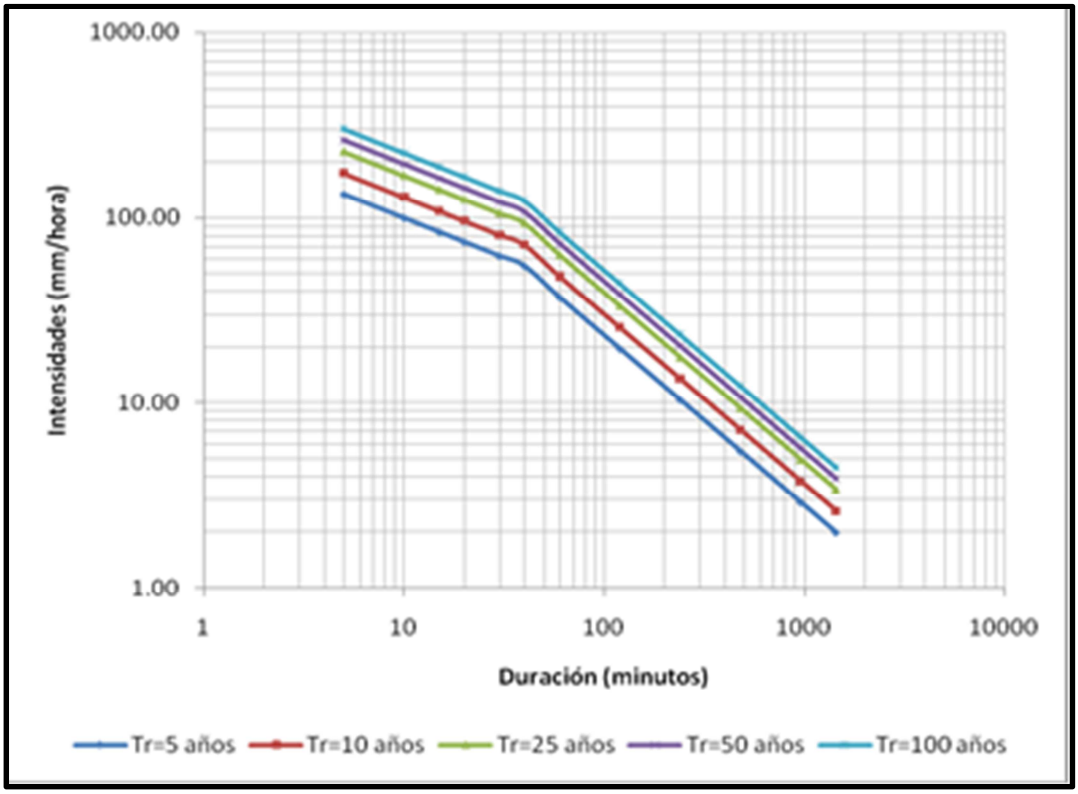


Gráfico No45: Curvas IDF, Estación M - 375.
Fuente: Autores.

INTENSIDADES MÁXIMAS (24 HORAS)				
Tr (años)	*SAQUISILI*	*LATACUNGA*	*COTOPAXI*	*Promedio*
	I_1 (máx)	*I_2 (máx)*	*I_3 (máx)*	*I_4 (máx)*
10	174.65	109.54	78.52	120.90
15	***192.56***	***116.39***	***82.65***	***131.47***
25	228.38	130.08	90.92	*149.79*

Tabla 27: Intensidades Máximas.
Fuente: Autores.

El riesgo de falla admisible es función del período de retorno y vida útil de la obra está dado por:

$$R = 1- (1-1/T)^n$$

Si la obra tiene una vida útil de n años, la fórmula anterior permite calcular el período de retorno T, fijando el riesgo de falla admisible R, el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente estudiada, durante la vida útil de la obra.

Además se tomo un factor medio de riesgo comprendido entre 5≤ R ≤20, como infrestructura general, se tomo un factor de 12%.

La vida útil del sistema es de 30 años, luego se ha interpolado linealmente y se adoptado como la Máxima Intensidad de Lluvia 131.47 (mm/hora), para un Periodo de Retorno de 15 años en función de la expresion anterior.

2.4.10 CAUDALES MÁXIMOS

El estudio de las crecidas es fundamental en nuestro proyecto para la determinación de los caudales máximos que puede producir las microcuencas en estudio, es necesario que el cálculo del caudal máximo producido se realice con un buen grado de exactitud y confianza pues éste es un elemento indispensable para el diseño de las obras de encauzamiento y protección.

Existen varios métodos útiles para el cálculo de la magnitud de una creciente. En el presente estudio utilizaremos los siguientes:

- Hidrograma Unitario Triangular(Sherman, 1932).
- Método de las Abstracciones o del Número de Curva (SCS).
- Método Racional (Mulvaney, 1850).
- Método de Formulas Empíricas

a) Hidrograma unitario triangular

En este Hidrograma unitario el caudal se expresa como relación de caudal q con respecto al caudal pico q_p, y el tiempo por la relación del tiempo t con respecto al tiempo de ocurrencia del pico T_p en el Hidrograma Unitario.

Para este literal la fuente de consulta respectiva es el Manual de Hidrología I y II de la Universidad Técnica Particular de Loja, desarollodo por el Ing. Msc. Fernando Oñate.

Se tiene resultados del tiempo de concentración (tc) aplicando tres fórmulas empíricas, estas ecuaciones son:

- ***Fórmula de Kirpich Normal:*** longitud en metros, ΔH en metros y el tiempo de concentración tc en horas.

$$tc = 0.000325065 * \left(\frac{L^3}{\Delta H} \right)^{0.385}$$

- ***Fórmula de Kirpich Modificada.***

$$\boxed{tc = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}}$$

Dónde:

tc → tiempo de concentración, (h).

L → longitud del cauce principal, (m).

S → Pendiente promedio del recorrido del cauce, (m/m).

- ***Fórmula Californiana (del U.S.B.R)***

$$tc = 0.066\left(\frac{L}{J^{1/2}}\right)^{0.77}$$

Dónde:

tc → tiempo de concentración, (h).

L → longitud del cauce principal, (Km).

J → Pendiente promedio del cauce, (m/m).

Para determinar los parámetros necesarios para la construcción de los hidrogramas se los determina mediante las siguientes ecuaciones:

- Tiempo de retraso (tr)

$$tr = 0.6\ tc$$

- Tiempo pico (tp)

$$tp = \frac{de}{2} + tr$$

- Duración en exceso

$$de = 2\sqrt{tc}$$

- Tiempo base (tb)

$$tb = \frac{8}{3}\ tp$$

- Caudal pico (Qp)

$$Qp = \frac{0.208 * Ac * Pe}{tp}$$

Qp → Caudal pico, (m^3/s).

Ac → Superficie de la cuenca, (Km^2).

tp → Tiempo pico, (h).

Pe→ Precipitación (mm.)

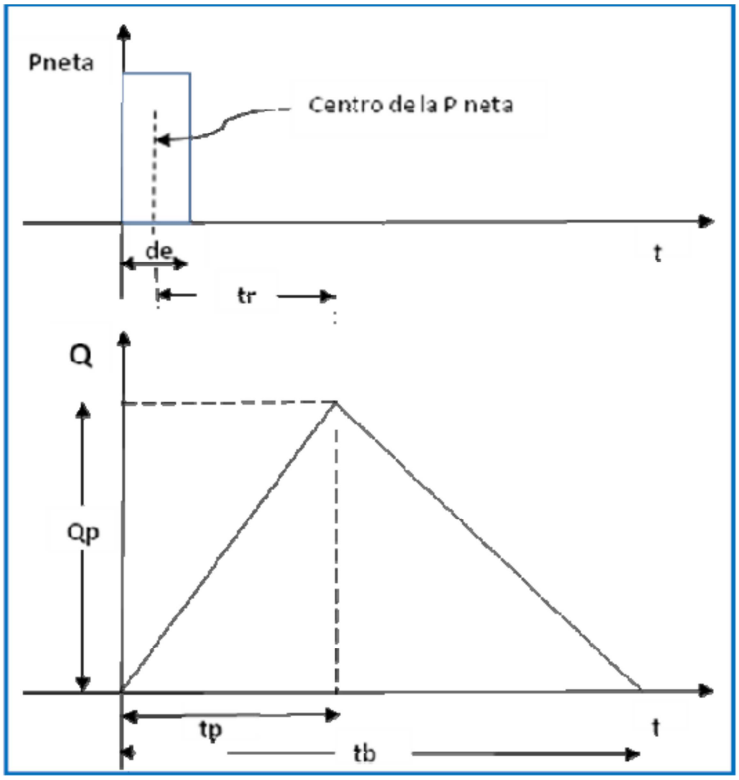


Gráfico No 46: Parámetros del Hidrograma Triangular
Fuente: Guía Hidrológica, Universidad de Granada 2010.

Con los parámetros del hidrograma triangular y las coordenadas del hidrograma unitario adimensional, se llega a obtener la gráfica del hidrograma del S.C.S.

Se procede a multiplicar por las variables Qp y tp para obtener el Hidrograma Unitario del S.C.S

t/tp	Q/Qq	t/tp	Q/Qq
0.0	0	1.4	0.75
0.1	0.015	1.5	0.65
0.2	0.075	1.6	0.57
0.3	0.16	1.8	0.43
0.4	0.28	2.0	0.32
0.5	0.43	2.2	0.24
0.6	0.6	2.4	0.18
0.7	0.77	2.6	0.13
0.8	0.89	2.8	0.098
0.9	0.97	3.0	0.075
1.0	1	3.5	0.036
1.1	0.98	4.0	0.018
1.2	0.92	4.5	0.009
1.3	0.84	5.0	0.004

Tabla 28: Coordenadas del Hidrograma Unitario Adimensional del SCS
Fuente: Guía Hidrológica, Universidad de Granada 2010.

RESUMEN DE CAUDALES DE CRECIDA PARA LAS CUENCAS DESCRITAS, METODO No1 HIDROGRAMA S.C.S PARA UN TR= 15 AÑOS				
CUENCA	CN	I (mm/h)	Caudal Pico Hidrograma Triangular Qp (m^3/seg)	Caudal Maximo Hidrograma S.C.S Q (m^3/seg)
1	81	131.47	33.57	33.60
2	81	131.47	24.82	24.80
3	81	131.47	21.55	21.60

Tabla: Resultados del Método del Hidrograma Triangular – S.C.S
Fuente: Autores.

b) Método de abstracciones o del Número de Curva del SCS

Para la tormenta como un todo, la altura de precipitación efectiva o escorrentía directa *Pe* es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación *P*; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca *Fa* es menor o igual a alguna retención potencial máxima S; como se aprecia en la Gráfico Nº 42.

Existe una cierta cantidad de precipitación *Ia* (Abstracción inicial antes del encharcamiento) para la cual no ocurrirá escorrentía, luego de eso, la escorrentía potencial es la diferencia entre ***P*** e $\boldsymbol{I_a}$. La hipótesis del método del SCS consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales, es decir:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a}$$

Del principio de continuidad: $P = P_e + I_a + F_a$

Combinando estas dos ecuaciones, Pe resulta: $P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$

La cual es la ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando el método SCS.

Al estudiar los resultados obtenidos para muchas cuencas experimentales pequeñas, se desarrolló una relación empírica: $I_a = 0{,}2S$

Con base en esto, se tiene: $P_e = \frac{(P - 0{,}2S)^2}{P + 0{,}8S}$

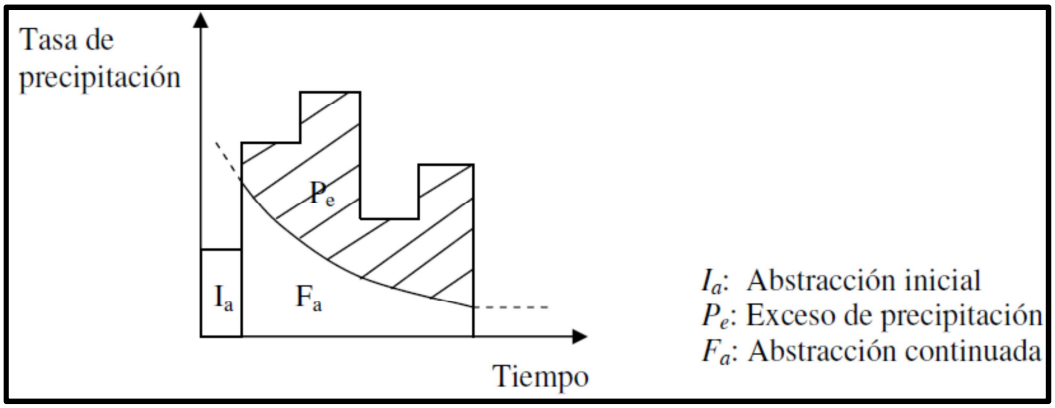


Gráfico 47: Variables en el Método de Abstracciones del S.C.S
Fuente: Autores.

Al representar en gráficas la información de *P* y *Pe* para muchas cuencas, el SCS encontró curvas características. Para estandarizar estas curvas, se define un número adimensional de curva CN, tal que $0 \leq CN \leq 100$. Para superficies impermeables y superficies de agua CN = 100; para superficies naturales CN<100.

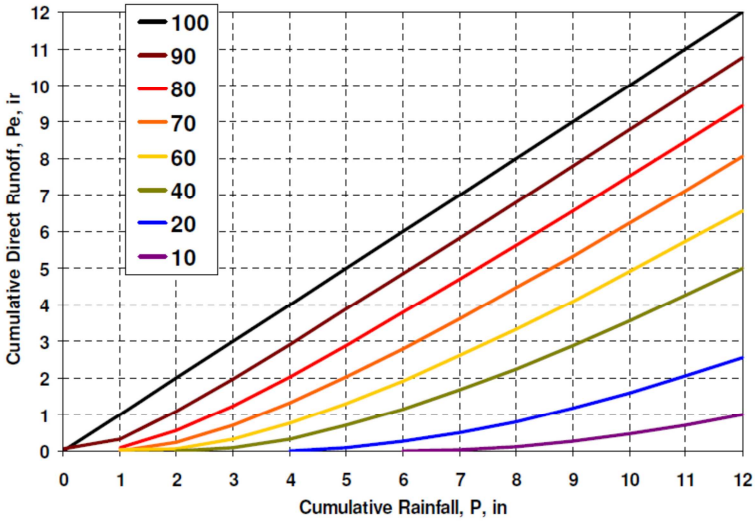


Gráfico No 48: Relación entre P y Pe para Varias Cuencas Analizadas
Fuente: Guía Hidrológica, Universidad de Granada 2010.

El número de curva y la retención potencial máxima S está en milímetros se relacionan por:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10$$

Los números de curva han sido tabulados por el Servicio de Conservación de Suelos en base al tipo y uso de suelo. En función del tipo de suelo se definen cuatro grupos:

Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento y limos agregados.

Grupo B: Suelos poco profundos depositados por el viento y marga arenosa.

Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.

Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Los valores de CN para varios tipos de usos de suelos se dan en la Tabla 29. Para una cuenca hecha de varios tipos y usos de suelos se puede calcular un CN compuesto mediante el promedio ponderado.

Descripción del uso de la tierra	Detalles de la descripción	Tratamiento o uso	Condición hidrológico	Grupo hidrológico de suelo			
				A	B	C	D
Tierra cultivada	baldío	filas rectas	no aplicable	77	86	91	94
	general	sin tratamientos de conservación	no disponible	72	81	88	91
	cultivos en filas	filas rectas	pobre	72	81	88	91
			bueno	67	78	85	89
		en contorno	pobre	70	79	84	88
			bueno	65	75	82	86
		en contorno y terraza	pobre	66	74	80	82
			bueno	62	71	78	81
	general	con tratamientos de conservación	no disponible	62	71	78	81
	granos pequeños	filas rectas	pobre	65	76	84	88
			bueno	63	75	83	87
		en contorno	pobre	63	74	82	85
			bueno	61	73	81	84
		en contorno y terraza	pobre	61	72	79	82
			bueno	59	70	78	81
	grano cerrado	filas rectas	pobre	66	77	85	89
	grano cerrado: legumbres o pradera de rotación	filas rectas	bueno	58	72	81	85
		en contorno	pobre	64	75	83	85
			bueno	55	69	78	83
		en contorno y terraza	pobre	63	73	80	83
			bueno	51	67	76	80
Pastizales o campo de animales			pobre	68	79	86	89
			aceptable	49	69	79	84
			bueno	39	61	74	80
		en contorno	pobre	47	67	81	88
			aceptable	25	59	75	83
			bueno	6	35	70	79
Vegas de ríos y praderas			bueno	30	58	71	78
Bosques		troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas	pobre	45	66	77	83
			aceptable	36	60	73	79
			bueno	25	55	70	77
Haciendas			no disponible	59	74	82	86
Calles y carreteras		pavimentados con cunetas y alcantarillados[1]		95	95	95	95
		superficie dura		74	84	90	92
		grava		76	85	89	91
		tierra		72	82	87	89
Áreas abiertas		césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.	bueno (cubierto de pasto 75%+)	39	61	74	80
			aceptable (cubierto de pasto 50% - 75%)	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios		85% impermeables	no disponible	89	92	94	95
Distritos industriales		72% impermeables		81	88	91	93
Residencial	1/8 acre o menos	65% impermeable		77	85	90	92
	1/4 acre	38% impermeable		61	75	83	87
	1/3 acre	30% impermeable		57	72	81	86
	1/2 acre	25% impermeable		54	70	80	85
	1 acre	20% impermeable		51	68	79	84
Parqueadores pavimentados, techos, accesos, etc.				95	95	95	95

Tabla 29: Numero de Curva de Escorrentía para Uso Selecto de Suelos Agrícolas Urbana y Suburbana (Condición Antecedente de Humedad AMC II, Ia= 0.2S
Fuente: Guía Hidrológica, Universidad de Granada 2010.

RESUMEN DE CAUDALES PARA LAS CUENCAS DESCRITAS, MÉTODO No2 ABSTRACCIONES EN FUNCION DEL NUMERO DE CURVA PARA UN TR= 15 AÑOS					
CUENCA	ÁREA (Km^2)	CN	tc (min)	I (mm/h)	Q (m^3/seg)
1	1.09	81	9.43	131.47	24.16
2	0.57	81	5.63	131.47	12.66
3	0.57	81	7.3	131.47	12.59

Tabla: Resultados del Método de las Abstracciones
Fuente: Autores.

c) Método Racional

Coeficiente de Escorrentía:

Se denomina coeficiente de escorrentía al cociente entre el caudal de agua que circula por una sección de una cuenca a consecuencia de un suceso lluvioso (lluvia neta), y el volumen de agua que ha precipitado sobre la misma (lluvia total). Es decir, se trata de la proporción de lluvia real que produce escorrentía superficial.

$$C = \frac{Escorrentia}{Precipitacion} = f\left[\frac{Pd(t)}{Po}\right]$$

Se ha utilizado un coeficiente de escorrentía suficientemente aproximado donde para cada suma del coeficiente K, para las cuatro condiciones generales señaladas en la tabla, corresponde un valor de C, de acuerdo a los límites que en ella se establece.

CALCULO DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTIA				
TIPO DE TERRENO	VALORES DE K			
1. RELIEVE DEL TERRENO	40	30	20	10
	MUY ACCIDENTADO, PENDIENTES SUPERIORES AL 30%	ACCIDENTADO, PENDIENTES ENTRE EL 10% Y EL 30%	ONDULADO, PENDIENTES ENTRE EL 5% Y EL 10%	LLANO, PENDIENTES INFERIORES AL 5%
2. PEMEABILIDAD DEL SUELO	20	15	10	5
	MUY IMPERMEABLE, ROCA	BASTANTE IMPERMEABLE, ARCILLA	BASTANTE PERMEABLE, NORMAL (LIMO)	MUY PERMEABLE ARENA.
3. VEGETACIÓN	20	15	10	5
	NINGUNA	POCA, MENOS DEL 10% DE LA SUPERFICIE	BASTANTE, HASTA EL 50% DELA SUPERFICIE	MUCHA, HASTA EL 90% DE LA SUPERFICIE
4. CAPACIDAD DE ALMACENAJE DE AGUA.	20	15	10	5
	NINGUNA	POCA	BASTANTE.	MUCHA.
VALORES DE K ENTRE	75-100	50-75	30-50	25-30
VALOR DE C	0.65-0.80	0.50-0.65	0.35-0.50	0.20-0.35

Tabla 30: Determinación del Coeficiente de Escorrentía
Fuente: Manual Hidrología I (UTPL).

CARACTERISTICA DE LAS DIFERENTES CUENCAS EN ESTUDIO:

CUENCA Nº 1	
DESCRIPCIÓN	***K***
Pendiente 13.06%	30
Limo Arenoso	10
Vegetación 50%	10
Drenaje Normal	15
∑=	***65***
Por interpolación C1 =	***0.59***

CUENCA Nº 2	
DESCRIPCIÓN	***K***
Pendiente 28.18%	30
Limo Arenoso	10
Vegetación 50%	10
Drenaje Bueno	10
∑=	***60***
Por interpolación C2 =	***0.56***

CUENCA Nº 3	
DESCRIPCIÓN	***K***
Pendiente 23.75%	30
Limo Arenoso	10
Vegetación 50%	10
Drenaje Bueno	10
∑=	***60***
Por interpolación C3 =	***0.56***

CUADRO DE RESUMEN COEF. "C"	
CUENCA	***C***
1	***0.59***
2	***0.56***
3	***0.56***

Tabla 31: Coeficiente de Escorrentía
Fuente: Autores.

A partir de la información cartográfica del Consejo Provincial de Cotopaxi, se elaboró un mapa uso de suelo del sector del proyecto para obtener un resultado de coeficiente de escorrentía más acorde a la realidad.

Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional.

	Período de retorno (años)						
Característica de la superficie	**2**	**5**	**10**	**25**	**50**	**100**	**500**
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto / techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50 % del área)							
Plano, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente, superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición promedio (cubierta de pasto del 50 al 75 % del área)							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75 % del área)							
Plano, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
Área de cultivos							
Plano, 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente, superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano, 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Tabla 32: Tabla de Valores de Escurrimiento "C"
Fuente: Guía Hidrológica, Universidad de Granada 2010.

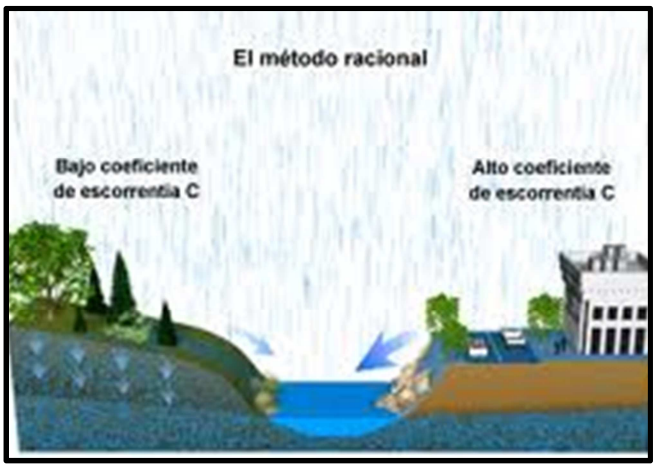


Gráfico 49: Esquematización del Coeficiente de Escurrimiento
Fuente: Guía Hidrológica, Universidad de Granada 2010.

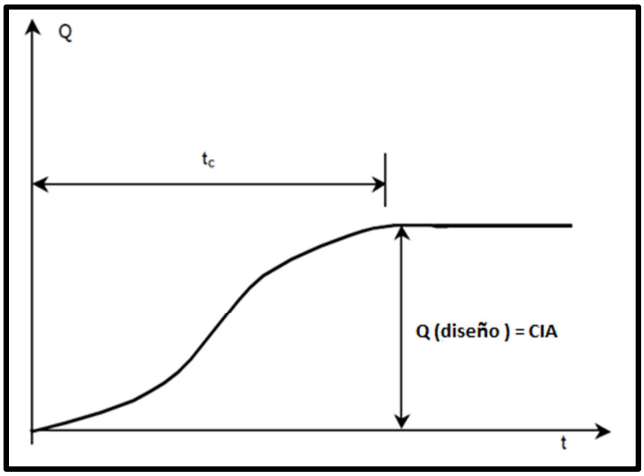


Gráfico 50: Hipótesis Fundamental de la Fórmula Racional
Fuente: Guía Hidrológica, Universidad de Granada 2010.

Tiempo de concentración

Se refiere a una sección de cálculo, y se define como el tiempo que tarda una gota caída en el punto hidráulicamente más alejado de la cuenca vertiente de una sección en alcanzar la misma. El tiempo de escorrentía, te, depende, en general, de la pendiente del suelo, de la distancia a recorrer, y de la naturaleza del terreno, en los literales anteriores se enuncia las fórmulas utilizadas para el cálculo.

Tormenta de diseño

Resulta de la curva de intensidad, duración y frecuencia que en literales anteriores se indica el proceso de obtención de esta variable

Coeficiente de Uniformidad

El coeficiente de uniformidad K viene dado por la ecuación: que es función del tiempo de concentración, y tiene en cuenta el error introducido en la hipótesis de uniformidad temporal de la precipitación a medida que crece el tamaño de la cuenca.

$$K = 1 + \frac{T_C^{1,25}}{T_C^{1,25} + 14}$$

Se ha seguido el siguiente procedimiento de cálculo para el análisis de estas cuencas antes descritas.

1. Cálculo del tiempo de concentración de la cuenca
2. Cálculo del coeficiente de uniformidad K
3. Cálculo de la Tormenta de Diseño
4. Aplicación de la formula base de este método.

El método racional supone que el caudal máximo es el generado por la lluvia de duración igual al tiempo de concentración de la cuenca, de tal forma que:

$$Q = \frac{C\ I\ A}{3,6} K$$

Dónde:

Q = caudal pico en m3/s
C = coeficiente de escorrentía
I = intensidad de la tormenta de diseño en mm/h
A = superficie de la cuenca en km2
K = coeficiente de uniformidad

Este método, que la literatura inglesa atribuye a Lloyd-George en 1.906, si bien los principios del mismo fueron establecidos por Mulvaney en 1.850, permite determinar el caudal máximo que discurrirá por una determinada cuenca, bajo el supuesto que éste acontecerá para una lluvia de intensidad media máxima constante correspondiente a una duración D igual al tiempo de concentración de la sección.

RESUMEN DE CAUDALES PARA LAS CUENCAS DESCRITAS, METODO No3 " METODO RACIONAL", PARA UN TR = 15 AÑOS

DATOS BASICOS DE LA CUENCA:

CUADRO DE CALCULO DE CAUDALES POR EL MÉTODO RACIONAL					
CUENCA	*C*	*I (mm/h)*	*A (Km^2)*	*Q (lit/seg)*	*Q (m^3/seg)*
1	0.59	131.47	1.09	23673.54	***23.67***
2	0.56	131.47	0.57	11770.88	***11.77***
3	0.56	131.47	0.57	11709.03	***11.71***

DETERMINACIÓN DE LOS CAUDALES MÁXIMOS POR EL METODO RACIONAL CORREGIDO

CUADRO DE CALCULO DE CAUDALES POR EL MÉTODO RACIONAL				
CUENCA	*tc (hora)*	*K (corrección)*	*Q (m^3/seg)*	*Q (m^3/seg)*
1	0.184	1.009	23.67	**23.88**
2	0.103	1.004	11.77	**11.82**
3	0.129	1.005	11.71	**11.77**

Tabla 33: Resultados del Método Racional
Fuente: Autores.

d) Formulas empíricas

Según Monsolve (1995), algunas de las fórmulas más utilizadas son las siguientes.

Formula de Burkli- Ziegler

$$Qp = 0.022 * A * I * Co * \sqrt[4]{\frac{S}{A}}$$

Dónde: Qp es el caudal pico de creciente en m^3/seg, A es el área de drenaje en hectáreas, I es la tormenta de diseño en mm/hora, S es la pendiente media de la cuenca en m por cada 1000 metros y Co es un coeficiente escurrimiento de que depende de la naturaleza de drenaje de la cuenca

Formula de Kresnik

$$Q = \alpha * \frac{32}{0.5 + \sqrt{A}} * A$$

Dónde: Qp es el caudal pico de creciente en m^3/seg, A es el área de drenaje en Km^2 y α es un coeficiente de que varía entre 0.03 y 1.61se recomienda colocar 1.61 para cuencas de montaña según Manual de Hidrología Universidad de Granada.

RESUMEN DE CAUDALES PARA LAS CUENCAS DESCRITAS, METODO No4 FORMULAS EMPIRICAS, PARA UN TR = 15 AÑOS

DETERMINACIÓN DE LOS CAUDALES MÁXIMOS POR LA FORMULA ITALIANA MODIFICADA

CUADRO DE CALCULO FORMULA ITALIANA		
CUENCA	*A (Km^2)*	*Q (m^3/seg)*
1	1.09	36.4
2	0.57	23.4
3	0.57	23.3

0.03 < β < 1.61

β (recomendado)= 1.61

DETERMINACIÓN DE LOS CAUDALES MÁXIMOS POR LA FORMULA DE BURKLI - ZIEGLER

CUADRO DE CALCULO FORMULA BURKLI - ZIEGLER						
CUENCA	*A (Has)*	*C*	*i (%)*	*I (mm/h)*	*Q (lit/seg)*	*Q (m^3/seg)*
1	108.53	0.59	13.06	131.47	19337.10	19.34
2	56.85	0.56	28.18	131.47	13696.59	13.70
3	56.55	0.56	23.75	131.47	13071.33	13.07

CUADRO DE RESUMEN DE CAUDALES POR FORMULAS EMPIRICAS

MÉTODO	*DESCRIPCIÓN CUENCAS Q (m^3 / seg)*		
	1	*2*	*3*
FORMULA ITALIANA	36.40	23.40	23.30
FROMULA BURKLI - ZIEGLER	19.34	*13.70*	*13.07*
PROMEDIO Q (m3 / seg) =	***27.9***	***18.5***	***18.2***

Tabla 34: Resultados del Método de Formulas Empíricas
Fuente: Autores.

Tomando como base la información meteorológica de la estación Saquisilí y Cotopilalo, se procede a realizar los respectivos cálculos (Anexo Nº3.3) por diferentes métodos que a continuación detallamos:

- Servicio de Conservación del Suelo SCS
- Hidrograma Triangular y Hidrograma SCS
- Método Racional con Corrección
- Formulas Empíricas

A continuación se presenta los cuadros de resumen de los métodos antes descritos, para una mejor comprensión (Anexo Nº3.3).

CUADRO DE DISEÑO DE CAUDALES MAXIMOS

CUADRO DE RESUMEN DE CAUDALES MÁXIMOS Q(m^3/seg), PARA UN TR=15 AÑOS					
METODO / ***CUENCA***	***HIDROGRAMA CRECIDA***	***S.C.S***	***METODO RACIONAL***	***FORMULAS EMPIRICAS***	***Q adoptado (diseño) m^3/seg***
QUEBRADA ALMAYDA TINGO	33.6	24.16	23.88	27.87	***25.30***
QUEBRADA ACHUPALLA HUAYCO	24.8	12.66	11.82	18.55	***14.34***
QUEBRADA ATAPULO	21.6	12.59	11.77	18.19	***14.18***

Tabla 35: Resumen de Caudales Máximos
Fuente: Autores.

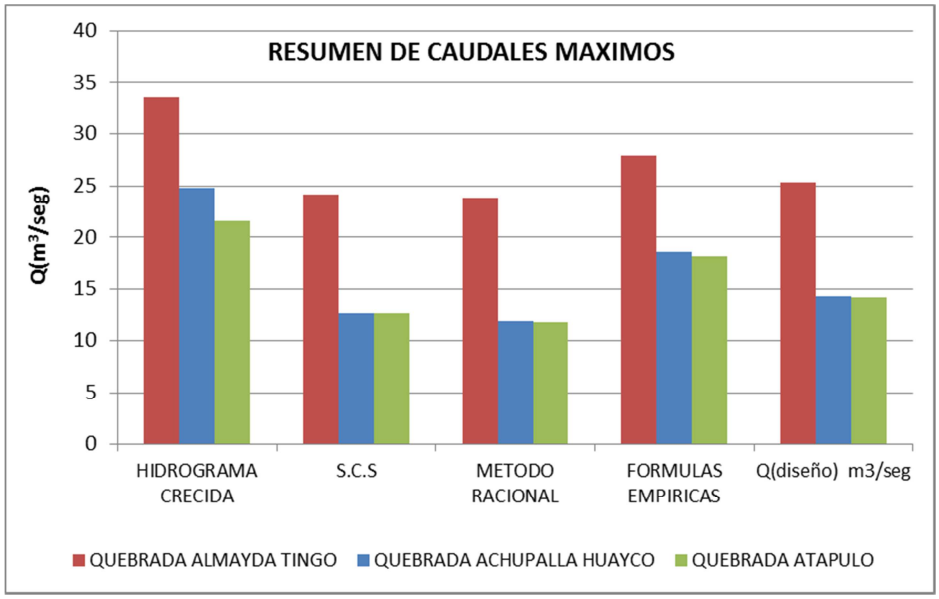


Gráfico 51: Resumen de Caudales Máximos
Fuente: Autores.

2.4.11 CÁLCULO DE CAUDALES MÍNIMOS O ECOLÓGICOS.

"Es el Flujo que debe mantenerse en cada sector hidrográfico, de tal manera que los efectos abióticos (disminución del perímetro mojado, profundidad de calado, velocidad de la corriente, difusión turbulenta, incremento en la concentración de nutrientes, etc.), producidos por la reducción de caudal no alteren la dinámica del ecosistema" (Aguirre y de Bikuña 2000).

"Caudal mínimo que debieran tener los ríos para mantener los ecosistemas presentes, preservando la calidad ecológica" (Olivares 2004).

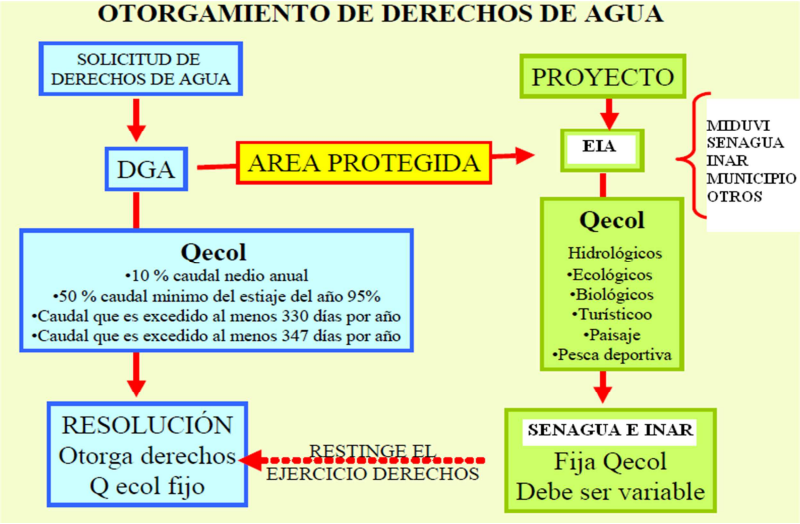


Gráfico 52: Flujograma de Otorgamiento de Derechos de Agua
Fuente: SENAGUA.

Criterios básicos para la determinación de un Caudal Ecológico son:

Definirlo como un determinado porcentaje del caudal natural del río.

Buscar conocimiento específico respecto al requerimiento de caudal por parte de los agentes usuarios (flora y fauna acuática, vida humana, requerimientos ambientales, etc.).

Metodologías de estimación son las siguientes para la determinación de un caudal ecológico (Qeco):

Qeco = 10% del caudal medio anual.
Qeco = 50% del caudal mínimo del estiaje del año 95%.
Qeco = Caudal que es excedido al menos 330 días al año. =Q330
Qeco = Caudal que es excedido al menos 347 días al año. =Q347

Método de Rafael Heras: consiste en el análisis en los periodos de sequía extrema y considera que esta puede alcanzar valores de hasta 20% del caudal medio mensual en 03 meses consecutivos

La Secretaria Nacional del Agua a través de la Dirección General Administradora del Recurso Hídrico (DGA) Gráfico Nº 46, establece procedimientos para otorgar los derechos de agua, como también los métodos holísticos (Gráfico Nº 47) para determinar el caudal ecológico como se presenta a continuación.

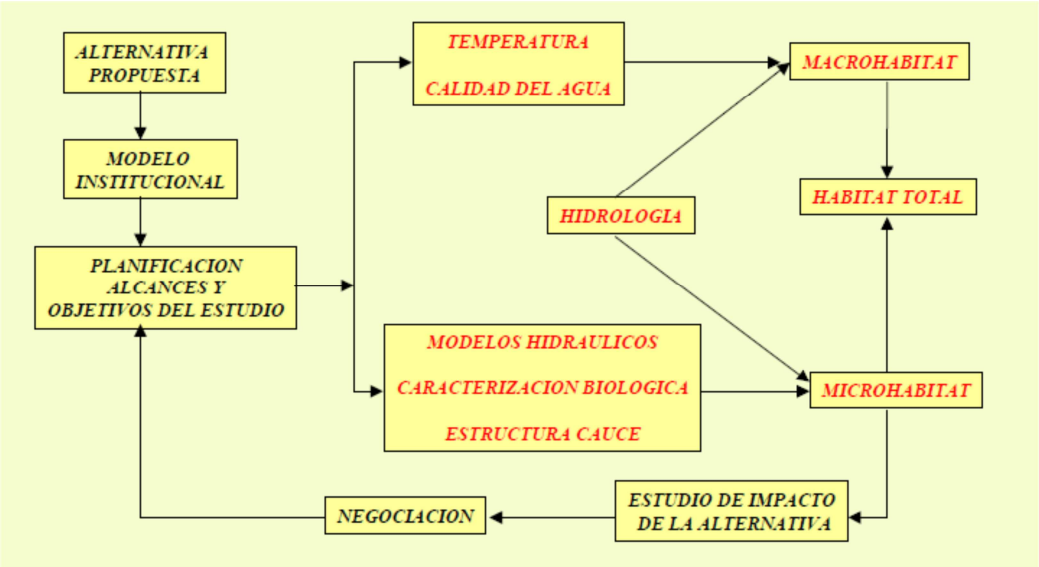


Gráfico 53: Flujograma Holístico de Caudal Ecológico
Fuente: SENAGUA.

De la obtención de la escorrentía se observa que los caudales mínimos siguen una distribución bimodal, que va de acuerdo al origen de los datos meteorológicos, en donde se observa un caudal medio mínimo de acuerdo al siguiente cuadro.

CAUDAL MÍNIMO	
CUENCA	Q (mínimo) lit/ seg
Quebrda Almayda Tingo	0.2
Quebrda Achupalla Huayco	0.11
Quebrda Atapulo	0.11

Tabla 36: Caudales Mínimos
Fuente: Autores.

Los caudales necesarios para garantizar la vida en los cauces aguas abajo del punto de captación son denominados caudales ecológicos. Son necesarios para mantener condiciones paisajísticas, sanitarias, ecológicas, y de preservación de la vida acuática. No existe un criterio universalmente aceptado en cuanto a la definición de esta caudal, sin embargo se acepta que debería ser el 10% del caudal mínimo observado, para lo cual se presenta una tabla resumida de varios métodos de obtener el caudal ecológico.

QUEBRADA ALMAYDA TINGO		QUEBRADA ACHUPALLA HUAYCO		QUEBRADA ATAPULO	
METODO	Q (ecológico) lit/ seg	METODO	Q (ecológico) lit/ seg	METODO	Q (ecológico) lit/ seg
1	0.23	1	0.12	1	0.12
2	0.03	2	0.02	2	0.02
3	0.08	3	0.04	3	0.04
4	0.58	4	0.30	4	0.30
5	0.44	5	0.23	5	0.23
6	0.20	6	0.11	6	0.11
PROMEDIO=	0.26	PROMEDIO=	0.14	PROMEDIO=	0.14

Tabla 37: Caudales Ecológicos
Fuente: Autores.

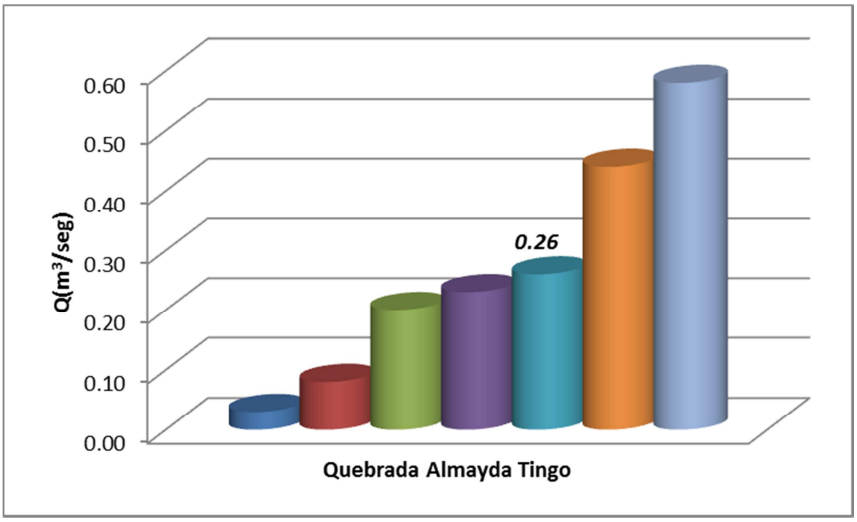


Gráfico 54: Caudal Ecológico Quebrada Almayda Tingo
Fuente: Autores.

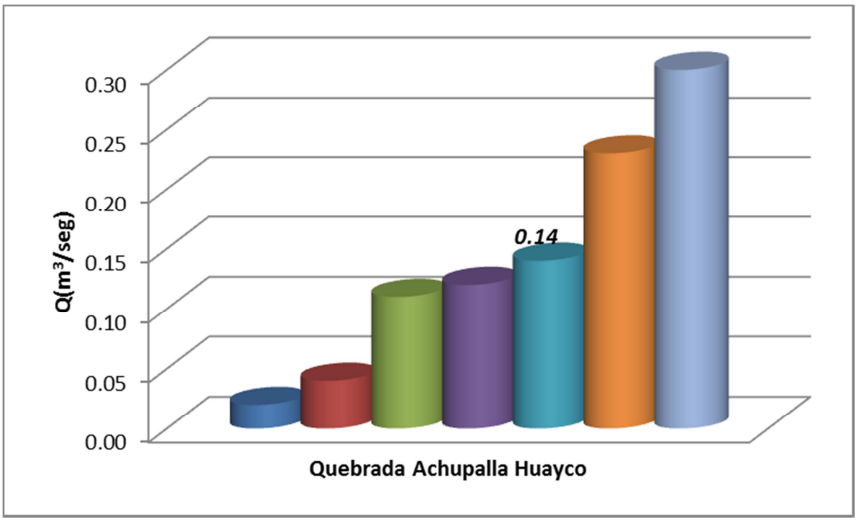


Gráfico 55: Caudal Ecológico Quebrada Achupalla Huayco
Fuente: Autores.

2.4.12 CALIDAD DEL AGUA EN LAS FUENTES DE CAPTACIÓN

Con la finalidad de determinar la calidad físico-química bacteriológica del agua, en los puntos de implantación de las captaciones, se tomaron muestras de agua para determinar su calidad y definir su tipo de tratamiento, que se completara en días posteriores ya que hasta la fecha no se entregan resultados por parte de la comunidad.

INFORMACIÓN Y

Código de Laboratorio:		M-11-116
Codigo de muestreo:		N.R.
Lugar de muestreo:		ACHUPALLA HUAYCO
Muestreo	*Fecha:*	24/05/2011
	Hora:	N.R.
Coordenadas:		N.R.
Observaciones:		N.R.

Parámetros	Método interno LANCAS	Método de referencia	Unidades	Valor	LMP
Dureza total	PE-22	SM 2340 C	mg/L	165,16	N.R.
Calcio	PE-25	APHA 3500-Ca B	mg/L	30,4	N.R.
Boro	PE-19	SM 2320 B	mg/L	<0,5	1
Cloruros	PE-08	SM 4500-Cl^- B	mg/L	8,92	N.R.
Zinc	PE-32	EPA 289,2	mg/L	0,025	2
Nitratos	PE-05	SM 4500 -$NO3^-$ B	mg/L	1,145	5
Fosfatos	PE-03	SM 4500-P C	mg/L	0,186	N.R.
Cobre	PE-10	SM 3111-B	mg/L	< 0,25	2
Hierro	PE-12	SM 3111-B	mg/L	0,52	5
Cromo Hexavalente	PE-33	HACH 8023	mg/L	0,01	0,1
Aluminio	PE-28	EPA 202,2	mg/L	2,000	5,0
Potasio	PE-17	SM 3111-B	mg/L	3,725	N.R.
Magnesio	PE-16	CÁLCULO	mg/L	21,69	N.R.
Sodio	PE-18	SM 3111-B	mg/L	21,164	N.R.
Arsénico	PE-06	SM 3114-B	mg/L	0,0035	0,1
pH	PE-01	SM 4500 - H^+	upH	8,43	6 - 9
Conductividad	PE-02	SM 2510 B	uS/cm	391	N.R.
Coliformes fecales	PE-34	SM 9221 B	NMP/100ml	40	N.R.
Colifomes totales	PE-23	SM 9221 B	NMP/100ml	90	1000
Indice RAS				1,01	

Tabla 38: Análisis del Agua
Fuente: INAMHI.

Como indica el análisis del agua en la Tabla 38, los indicadores físicos – químico y bacteriológico se encuentran dentro de los valores permisibles, lo que nos indica que es un recurso apto para el riego. Para mayor información ver el anexo No3.3

2.5 ESTUDIO GEOTÉCNICO

2.5 INTRODUCCIÓN

El presente informe forma parte del estudio para el diseño y construcción del Sistema de Riego Salamalag Centro. Este informe está encaminado a determinar las características litológicas por donde cruza dicho sistema de riego. También se identifican los procesos erosivos presentes en el sector, que puedan significar una amenaza para el proyecto.

2.5.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Se proyecta construir un sistema de riego en el cual se comprende realizar las captaciones de las Quebradas Almayda Tingo, Achupalla Huayco y Atapulo, a través de un sistema de conducción de 3.7 Km, considerando 4 tanques de hormigón armado para su almacenamiento y distribución del recurso hídrico. Dicho sistema pretende desarrollarse en un Área Neta de 155.60 hectáreas, a la vez se considera como Área Efectiva 146 hectáreas las mismas que son consideradas tierras agrícolas efectivas del sistema de riego.

2.5.2 PROPÓSITO Y ALCANCE

El propósito del presente estudio, es describir las características geológicas más importantes por donde se desarrolla el proyecto y además, el análisis de los fenómenos morfodinámicos, con énfasis a determinar los procesos erosivos presentes, que afectan las riberas de las quebradas mencionadas, para poder emitir las medidas de protección y mitigación respectivas.

El alcance de esta investigación corresponde a las fundaciones de las estructuras en base a la Capacidad de Carga del Suelo, lo que permite recomendar el tipo y la profundidad de la cimentación y las presiones admisibles del suelo.

2.5.3 GENERALIDADES

El proceso de exploración se realizó en la Fase I, con la ejecución de los siguientes trabajos de campo el día 19 de Noviembre del 2010.

- Realización de 5 calicatas entre 0.50 y 1.50 metros de profundidad en los sitios donde se implantarán las estructuras (Anexo Nº 3.4).

- En el lado subyacente de las calicatas se obtuvieron 5 bloques inalterados con el fin de determinar los indicadores de corte del suelo de cimentación.

- Se realizaron 3 perforaciones de 5.00 y 6.00 metros cada una asignada como P1, P2 y P3, con fin de obtener el perfil estratigráfico.

- Las coordenadas de ubicación de cada uno de los sondeos realizados se presentan en el anexo Nº 3.4.

Trabajos de laboratorio.

Con las muestras obtenidas en el campo, se realizaron los siguientes ensayos.

- Ensayo de Compresión Triaxial U-U
- Contenido de Humedad Natural
- Granulometría por Lavado y Tamizado hasta la Malla Nº 200
- Ensayos de Límites de Atterberg
- Descripción Manual - Visual (S.U.C.S), en las muestras de las 3 perforaciones

Trabajos de Gabinete y Anexos

En base al informe técnico del laboratorio se presentan los siguientes anexos:

Anexo Nº 3.4.1
Corresponde a la Implantación General del Proyecto, con la ubicación de la Planimetría y Altimetría de cada una de las perforaciones y su respectiva estratigrafía.

Anexo Nº 3.4.2
Consta el resumen de las Propiedades Mecánicas de los suelos encontrados en las Perforaciones que corresponden a las estructuras.

Anexo Nº 3.4.3 ,3.4.4 y 3.4.5
Son las hojas de registro de las 3 perforaciones, conteniendo un resumen de los ensayos de campo y laboratorio realizados, que incluyen los siguientes datos:

- Perfiles Estratigráficos del Suelo, con referencia a cotas y profundidades
- Descripción de los Materiales encontrados en las Perforaciones.
- Leyenda Gráfica
- Clasificación S.UC.S
- Resultados de los Ensayos de Campo y Laboratorio
- Diagrama de Variación de los Límites de Consistencia, con Relación a los Valores de Humedad Natural

Anexo Nº 3.4.6
Corresponde a los Ensayos Triaxiales.

Anexo Nº 3.6.7
Corresponde al análisis de la Capacidad de Carga en función de la cohesión y el ángulo de fricción interna del suelo.

Anexo Nº3.4.8
Corresponde al cálculo de Asentamientos Elásticos.

2.5.4 GEOLOGÍA DEL SECTOR

Para el presente informe se describe el resumen de la Geología donde se ubica el área en estudio.

2.5.4.1 Geomorfología Regional

El ambiente geológico donde se ubica la Provincia de Cotopaxi, Parroquia Cochapamba, Comuna Salamalag Centro, está enmarcado dentro del gran rasgo morfológico de la Cordillera de los Andes sector occidental.

La historia geológica indica que el volcanismo del Cretáceo se inició en una cuenca marina con una dirección N-S y un eje semejante a la actual Cordillera Occidental. Piroclásticos y lavas fueron erupcionados, formando una cadena volcánica o arco de islas. Los Piroclásticos fueron erosionados por corrientes de turbidez y redepositados, dando lugar a los sedimentos volcánicos intercalados con las lavas (Formación Macuchi). En el Maestrichtiano el área se hundió y sedimentos de origen volcánico fueron depositados por corrientes de turbidez (Formación Yunguilla). En el Eoceno arrecifes locales bordean algunas de estas islas dando origen a las calizas. Más tarde el área fue plegada con planos axiales N-S, y fracturada; el levantamiento de los Andes empezó en esta época. El volcanismo reinicio su actividad en el Plioceno y continuo hasta el presente. En el Pleistoceno sobre la Formación Pisayambo, los glaciares en los valles depositaron material glacial. Depósito de ceniza Cuaternaria cubre parte del sector.

La morfología el sector del proyecto se encuentra en las estribaciones de los cerros Atapulo y Milipungo, su topografía es fuertemente accidentada y sus pendientes fuertes, corresponde a una zona montañosa ya que se extiende desde 3300 a los 3880 msnm, además se encuentra formado por la acumulación de limo, arcillas y arenas.

2.5.4.2 Tectónica

Dos sistemas principales de fallas regionales de primer orden atraviesan el sector: al este, las que forman el graben del Valle Interandino, tiene un rumbo NE-SW en el norte, y N-S (o NNW-SSE) en el sur del sector; parecen ser fallas normales y están cubiertas por depósitos cuaternarios (Hall y Ramón, 1978), pero hay evidencia de actividad reciente. Todas las demás fallas en el centro y oeste del sector tienen una dirección NE-SW; la de más importancia pasa cerca del Iliniza y atraviesa toda la zona.

El sector del proyecto se encuentra afectado por pequeños plegamientos y numerosas fallas pequeñas que tienen dirección NE-SW, NW-SE. La Formación Yunguilla se halla muy plegada; La Formación Pisayambo está afectada por numerosas fallas pequeñas, formando buzamientos bien inclinados en ciertos bloques fallados.

Dichas fallas están adyacentes al proyecto de riego, recubiertas por depósitos lahariticos (terraza), cenizas, piedra pómez, toba, aglomerados, fluvio lacustres, piroclásticos, andesita, lutitas y limonitas. Toda esta serie de fallas cercanas al proyecto son medianamente activas e inestables, por tal motivo su riesgo sísmico es alto para el proyecto. (Anexo Nº 3.4.9)

2.5.4.3 Litología del Sector de Estudio

La litología que caracteriza al Callejón Interandino es de materiales de edad terciaria y cuaternaria, producto de la gran actividad volcánica del pasado geológico de los volcanes que rodean a la Comuna de Salamalag Grande. Este callejón Interandino ha sido afectado por fenómenos tectónicos, que han disturbado los materiales rocosos existentes.

El área en estudio se caracteriza por ser depósitos de materiales de origen volcánico, principalmente de ceniza, tobas, lahares.

Una capa de cangagua y ceniza cubre los materiales volcánicos con una potencia variable, de buenas características geomecánicas para la cimentación y estabilidad de los taludes.

Según el Mapa Geológico de la zona de estudio (Anexo Nº3.4.9), se tiene las siguientes unidades litológicas importantes; ***Ih, Qc, Pl, Plp y*** K_7

DEPOSITO LAHATERITICOS (HOLOCENO) Ih.

Producto de los flujos de lodo ocurridos durante las últimas erupciones del Cotopaxi (el más reciente y grande el de 1677), que rellenaron grandes áreas bajas del valle de Latacunga, con su característica morfológica plana. El material está constituido de bloques de andesita, sin graduación y con diámetros que varían de métricos a centimetricos en una matriz de deleznable. Al sur se cambia tradicionalmente a depósitos aluviales.

CANGAGUA (CUATERNARIO) Qc.

Se encuentra cubriendo gran parte de la Provincia de Cotopaxi. Sin embargo se ha cartografiado donde se presenta con espesores considerables; en cambio donde tienen menor espesor se ha representado con una simbología de roca base bajo la cangagua y donde el espesor es mínimo se le ha despreciado. La cangagua constituye una ceniza de color café-amarillo y de composición andesítica.

FORMACIÓN LATACUNGA (PLEISTOCENO) Pl.

Se encuentra formada por una gran variedad de depósitos: sedimentos fluvio-lacustres constituidos de limos, arenas, tobas y material conglomerático dispuestos irregularmente. Sobre estos se ha depositado un flujo potente de pómez, conteniendo elementos angulares mal sorteados, con diámetros variables entre métricos y decimétricos, dentro de una matriz de ceniza volcánica de color blanco plomizo, dando origen a montículos, los mismos que se encuentran principalmente en los alrededores de Latacunga.

FORMACIÓN PISAYAMBO (PLIOCENO) Plp.

Denominado así por Kennerley (1971), se presenta en la parte central y suroriental de la carta en forma de fajas discordantes sobre las Formaciones Macuchi, Yunguilla y Moraspamba. Se hallan formadas por material piroclástico, principalmente por aglomerados andesíticos, intercalados de lavas andesíticas gruesas. En el aglomerado se observa una matriz de feldespato, vidrio volcánico y magnético con fenocristales de hiperstena, auguita y plagioclasa. Las tobas son de grano grueso a medio, pudiendo distinguirse granos redondeados de cuarzo y fragmentos de roca de diferente color, de gris claro a obscuro; generalmente afloran en las partes altas, formando montículos. La potencia de esta formación se estima en más de 1500 metros; se ha asignado una edad pliocénica.

FORMACIÓN YUNGUILLA (MAESTRICHTIANO-PALEOCENO) K_7.

Estos sedimentos, de una facie flysch, se encuentran formando una faja de dirección norte-sur y en la parte suroccidental de la zona el contacto con la Formación Macuchi puede ser interdigitado. Su constitución litológica es una alternancia de lutitas, limonitas, grauvacas y sedimentos volcanoclásticos finos. Las lutitas y limonitas se presentan en capas delgadas de color gris y se hallan silicificadas y alternando con la grauvaca y arenisca fina tobácea.

El sector del proyecto de riego se encuentra en un "DEPOSITO LAHATERITICO" (HOLOCENO) Ih.

HIDROGEOLOGÍA.

Según el Mapa Hidrogeológico presentado en el Anexo Nº 3.4.9, se tiene rocas con permeabilidad primaria que se describe.

Permeabilidad Primaria

Se denomina a veces porosidad original, porque es una característica inherente de la roca fijada cuando se depositó el sedimento; ejemplo, la mayor parte de las rocas reservorio areniscas es básicamente primaria.

Hay una amplia gama de rocas reservorio, que varían en el tamaño de sus poros y en la particular interrelación entre ellos. Estas variaciones se denominan primarias y dependen de:

1. El ambiente de deposición de la roca.
2. El grado de uniformidad del tamaño en la partícula.
3. La naturaleza de los materiales que componen la roca.

Es decir según su origen y tiempo de deposición de las capas, a la cual se ha denominado porosidad primaria. Por tanto es aquella que se ***desarrolla u origina en el momento de la formación o depositación del estrato***. Los poros formados en esta manera son espacios vacíos entre granos individuales de sedimento.

Según el Mapa denominado "Recursos de Agua Subterránea "(Anexo Nº 3.4.9), existe en la ***Zona Hidrogeológica II, que corresponde al sector del proyecto***, dos Unidades de Agua Dulce Abundante, que a continuación se detallan:

- 3 Pequeñas a moderadas cantidades disponibles de sedimentos clásticos consolidados y no consolidados a profundidades <60 m; manantiales concentrados de la región de la Sierra; salobre en ciertas localidades.
- 4 Muy pequeñas a pequeñas cantidades disponibles de volcánicos recientes, y de rocas cataclásticas, porfiríticas, y sedimentarias localizadas en fracturas aisladas, a profundidades generalmente <60 m; manantiales concentrados de la región de la Sierra.

En función del Mapa Hidrogeológico del Ecuador (Anexo Nº3.4.9) se encuentra una formación representativa del sector, que a continuación se detalla:

- C2 Se localiza en formaciones tipo roca sedimentarias, continentales, rocas piroclásticas, con moderada permeabilidad y perteneciente a rocas con permeabilidad primaria consolidada.

2.5.4.4 Riesgos Naturales

2.5.4.4.1 Aspectos de la Peligrosidad Volcánica

En la actualidad existen volcanes que se constituyen en una amenaza para el proyecto, estos son: Quilotoa y Cotopaxi, los mismos que se encuentran a una distancia desde el punto de estudio.

PUNTO ESTUDIO	VOLCÁN	DISTANCIA (KM)
SALAMALAG CENTRO	COTOPAXI	38.4
	QUILOTOA	18.4

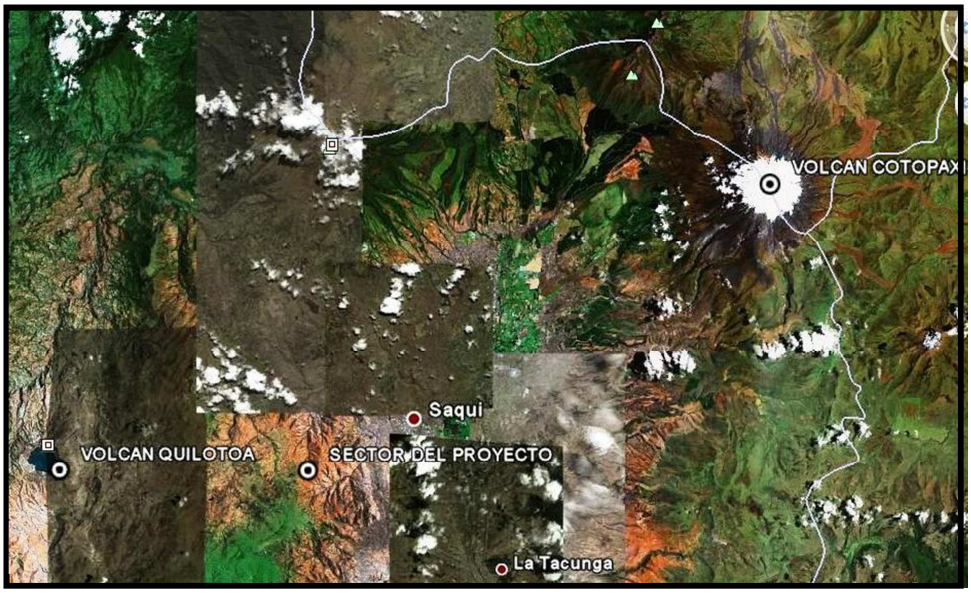


Gráfico 56: Principales Volcanes en el Área del Proyecto
Fuente: Fuente: Autores.

Peligros volcánicos potenciales de los Volcanes Cotopaxi y Quilotoa.
Es de gran interés este apartado debido a que una posible erupción de los volcanes Cotopaxi y Quilotoa afectaría directamente a la infraestructura del proyecto, cultivos en el área de intervención y en general tendría una afectación nacional por que causaría grandes pérdidas a la economía, infraestructura y del medioambiente; así como también pérdidas humanas.

Flujos piroclásticos:
Son nubes extremadamente calientes (≥ 500 ºC) que están formadas por una mezcla de ceniza, gases y fragmentos de roca, que descienden por los flancos del volcán a gran velocidad (≥ 100 km/h).

Los flujos piroclásticos de las erupciones andesíticas han alcanzado distancias cortas (< 15 Km.) desde el cráter de los volcanes, por lo que representa un peligro relativamente moderado. Mientras que los flujos piroclásticos de las erupciones rioliticas de los volcanes han alcanzado distancias mayores (≥ 15 Km.) desde el cráter de los volcanes, por lo que representa un peligro relativamente alto (Caceres et al., 2004).

Caídas de piroclastos:
Durante una erupción los gases y materiales piro clásticos (ceniza, fragmentos de roca y piedra pómez) son expulsados desde el cráter y forman una columna eruptiva que puede alcanzar varios kilómetros de altura y mantenerse por varios minutos u horas. En el caso del Cotopaxi y Quilotoa las caídas de materiales piro clásticos producto de las erupciones de tipo andesíticas, como rioliticas; siempre han sido importantes, han afectado principalmente sectores al suroeste, oeste y noreste de los volcanes, dejando importantes acumulaciones de arena de volcán (trefa) hasta ~30 cm al nivel del suelo (Caceres et al., 2004).

En función del Mapa de Amenaza Volcánica Potencial en el Ecuador, se presentan las principales amenazas.

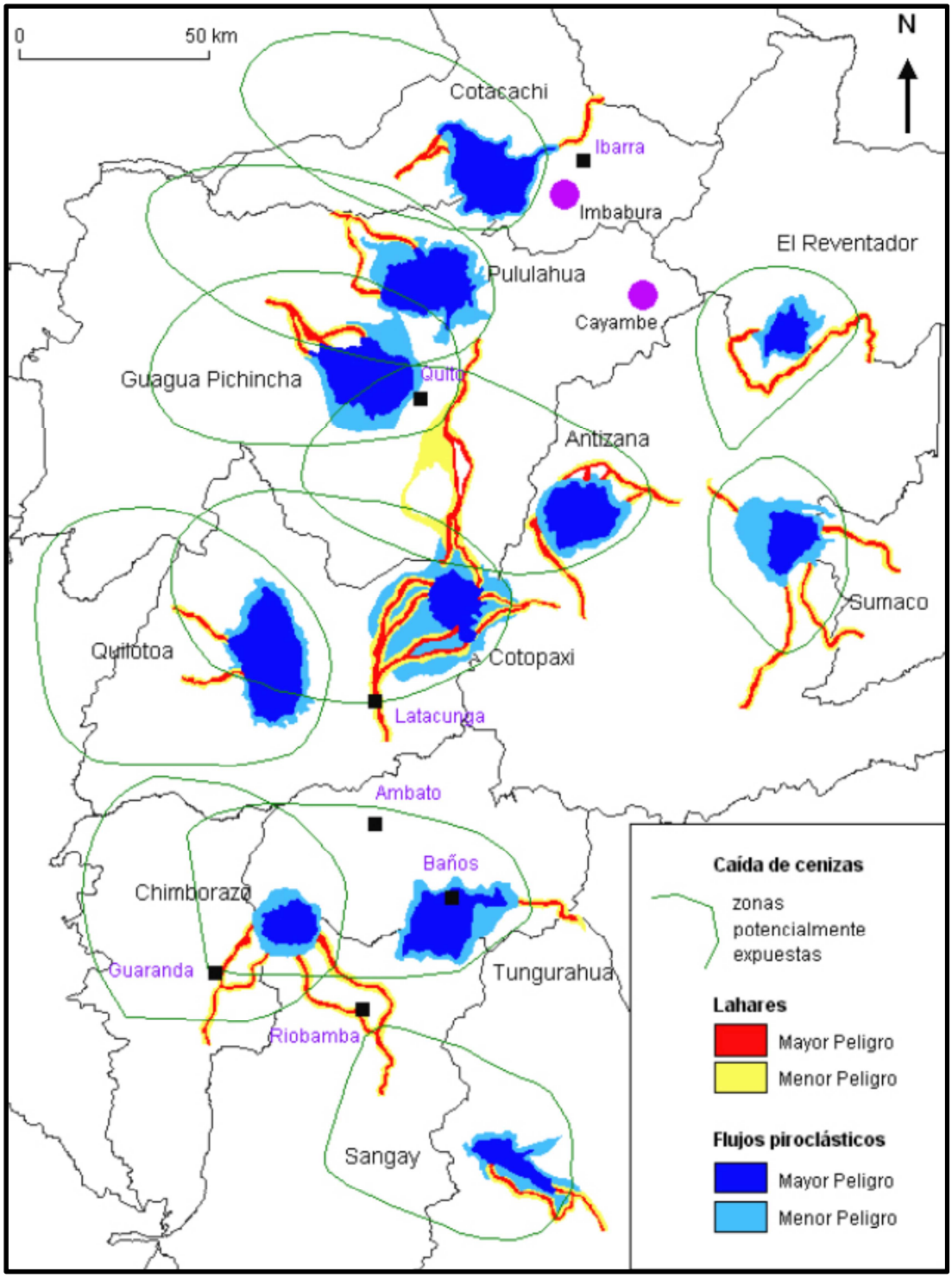


Gráfico 57: Amenazas Volcánicas Potenciales en el Ecuador
Fuente: Instituto Geofísico de la Politécnica Nacional.

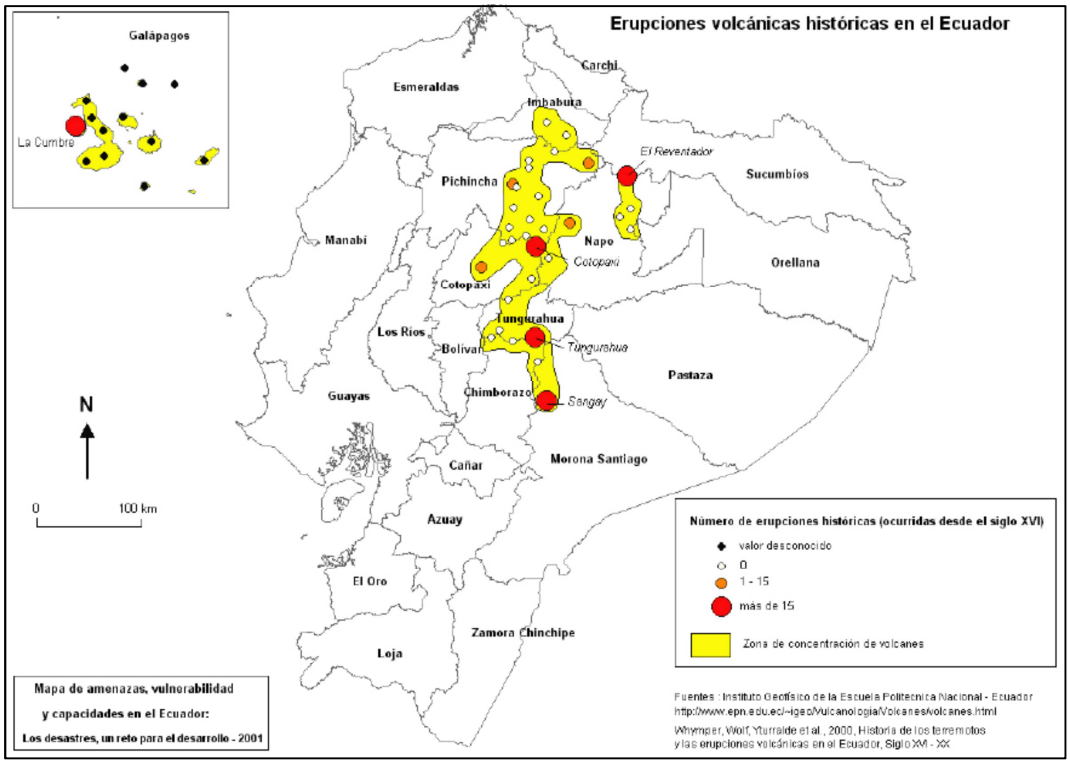


Gráfico 58: Erupciones Volcánicas Históricas en el Ecuador
Fuente: Instituto Geofísico de la Politécnica Nacional.

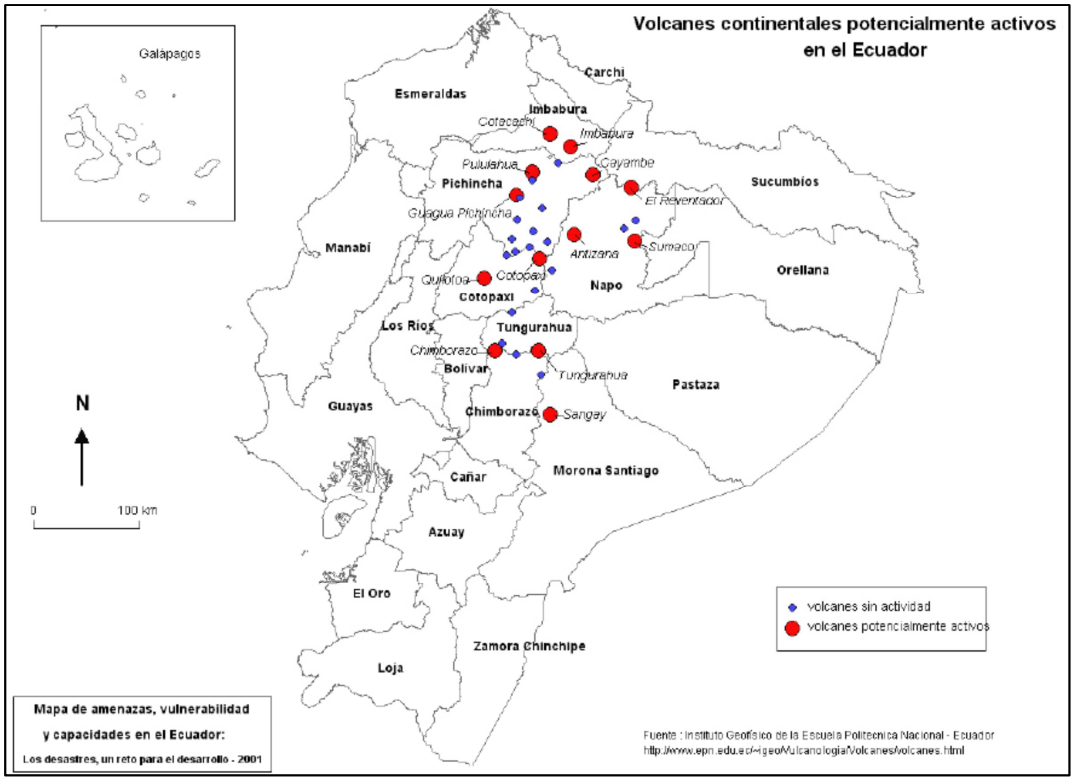


Gráfico 59: Volcanes Continentales Potencialmente Activos en el Ecuador
Fuente: Instituto Geofísico de la Politécnica Nacional.

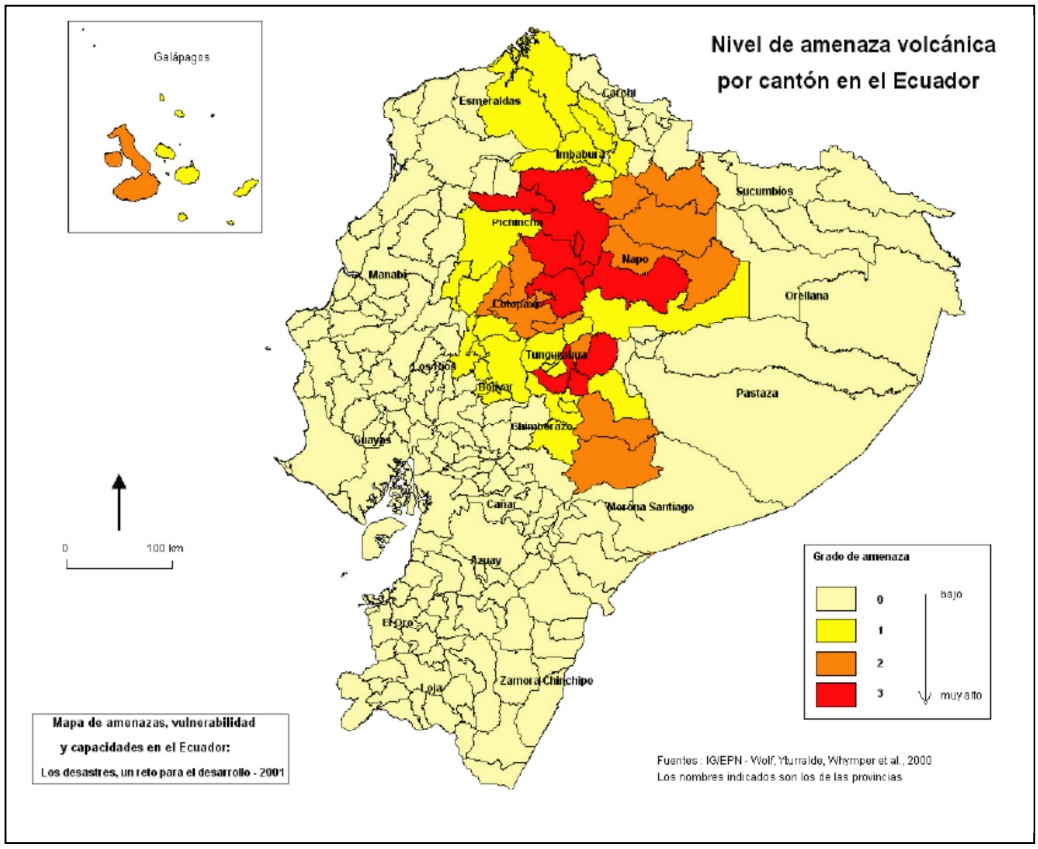


Gráfico 60: Nivel de Amenaza Volcánica por Cantón en el Ecuador
Fuente: Instituto Geofísico de la Politécnica Nacional.

A partir de la información mencionada sobre el "Nivel de amenaza volcánica en la Zona del Proyecto", se indica los resultados a continuación:

Peligro volcánico	Valor
Zonas de los volcanes Pichincha, Tungurahua, Cotopaxi	3
Zonas con otros volcanes con actividad histórica	2
Zonas con otros volcanes	1
Sector sin volcán	0
Máximo	3
Mínimo	0

Tabla 39: Peligro de Riesgo Volcánico
Fuente: Instituto Geofísico de la Politécnica Nacional.

Según el análisis de las diferentes variables se llega a la conclusión que la amenaza volcánica para el Proyecto de Riego Salamalag Centro es de "2", considerando que se encuentra en una zona que tendrá que lidiar con una erupción de los volcanes Cotopaxi y Quilotoa con los siguientes fenómenos: sismos (temblores) y caída de ceniza con fragmentos de piedra pómez (Flujos Piroclásticos).

2.5.4.4.2 Aspecto Peligro Sísmico

Los eventos mayores a lo largo de la historia del Ecuador, son claramente los fenómenos de origen natural (sismos) que tuvieron mayores consecuencias negativas. El peligro sísmico es potencialmente el que más perjuicios puede causar en la zona del proyecto.

Para determinar los niveles de amenaza física por cantón se tomó como referencia la zonificación sísmica elaborada por el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional.

El mapa N°6 "Amenaza sísmica y de tsunami en el Ecuador" contiene cuatro zonas. La zonificación fue definida a partir de la aceleración máxima efectiva en roca esperada para el sismo de diseño. La aceleración está expresada como fracción de la aceleración de la gravedad; es decir, corresponde a una situación potencial. La zona I corresponde a la zona de menor peligro y la zona IV a la de mayor peligro.

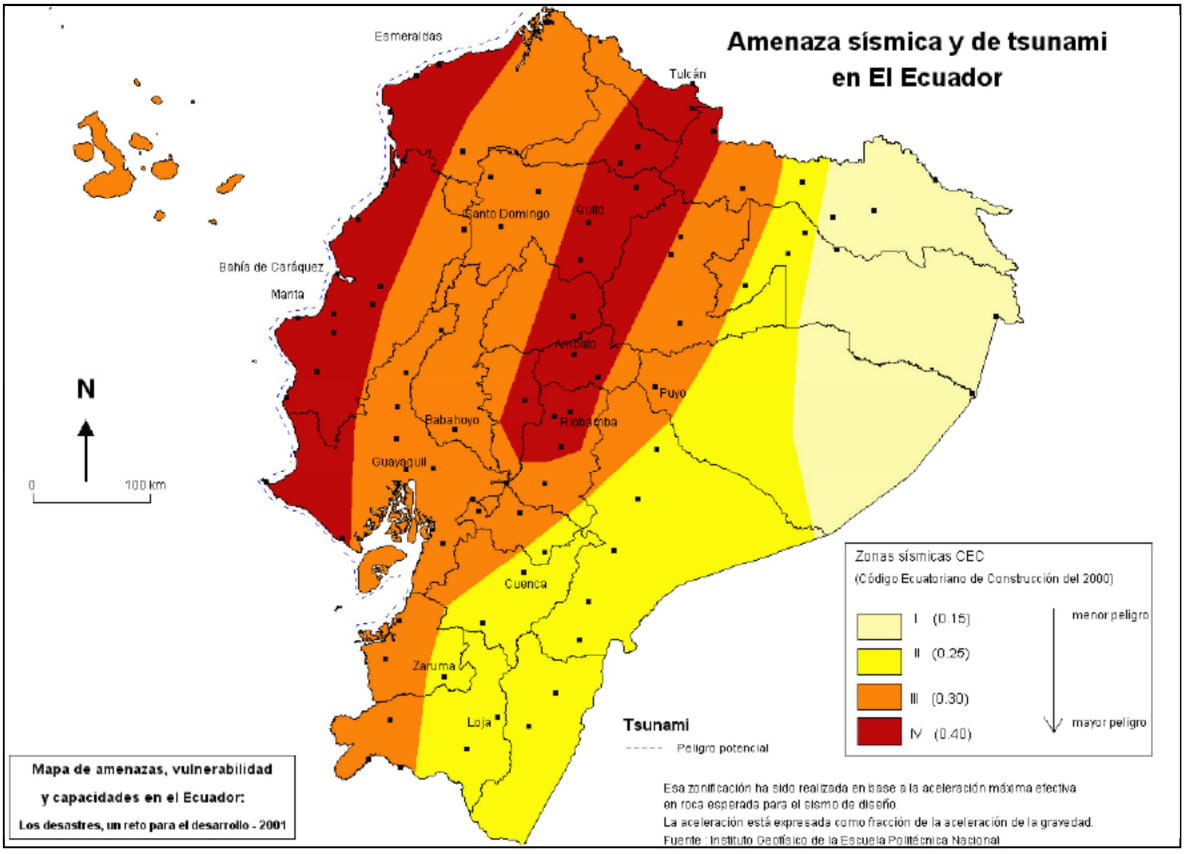


Gráfico 61: Amenaza Sísmica en el Ecuador
Fuente: Instituto Geofísico de la Politécnica Nacional.

Peligro sísmico	Valor
Zona IV	3
Zona III	2
Zona II	1
Zona I	0
Máximo	3
Mínimo	0

Tabla 40: Peligro Sísmico
Fuente: Instituto Geofísico de la Politécnica Nacional.

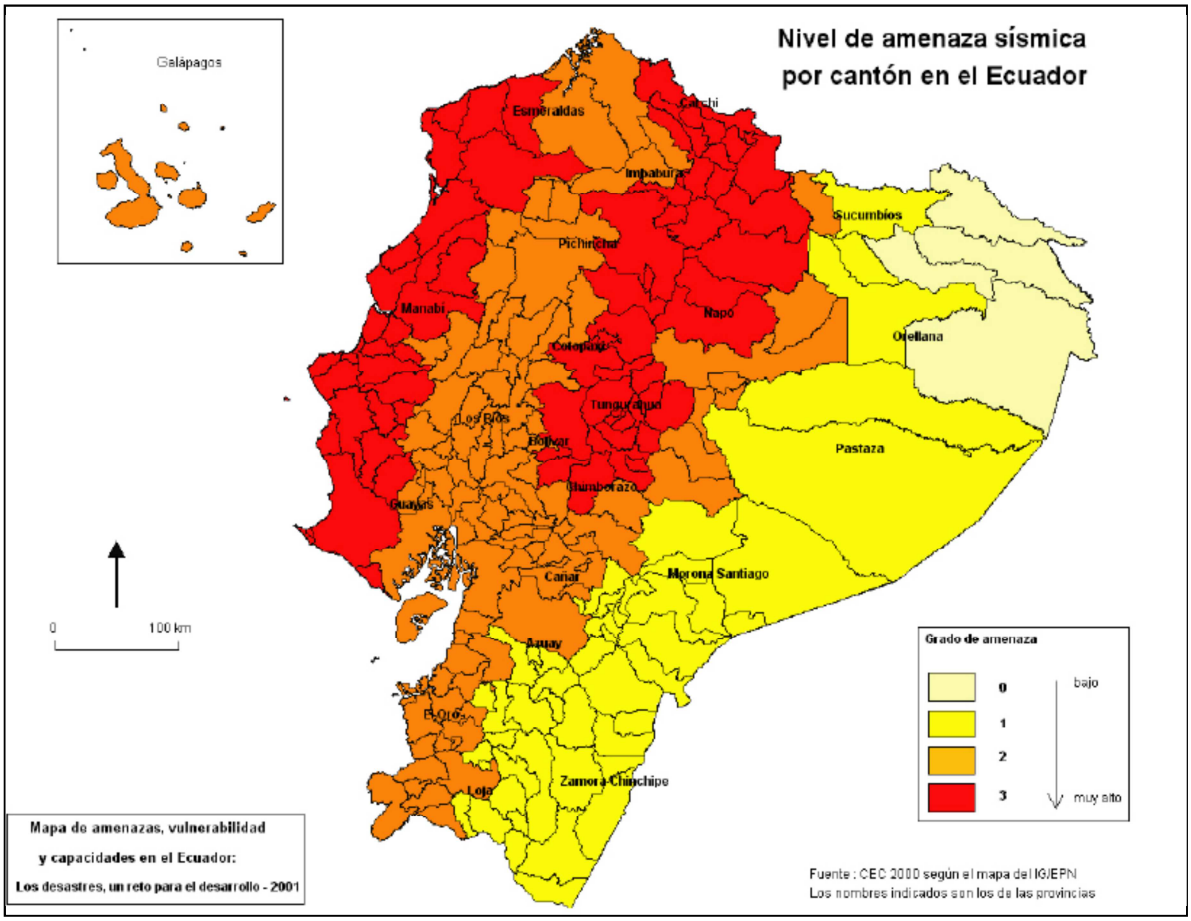


Gráfico 62: Nivel de Amenaza Sísmica por Cantón en el Ecuador
Fuente: Instituto Geofísico de la Politécnica Nacional.

Según el análisis de las diferentes variables se llega a la conclusión que la amenaza sísmica para el Proyecto de Riego Salamalag Centro es de "3", haciendo referencia al Mapa elaborado por el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, corresponde a la zona sísmica IV, la misma que según el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC) su aceleración máxima efectiva es de 0.40, considerando este valor en los diseños estructurales de las obras a ejecutarse.

2.5.4.4.3 Aspecto Peligro Deslizamiento

El nivel de amenaza por deslizamiento fue también calificado en una escala de 0 a 3 o cuatro categorías según la cartografía de deslizamientos y derrumbes potenciales (Mapa N° 63 "Zonas de deslizamientos y derrumbes potenciales en el Ecuador", elaborado a partir de la información recopilada por el INFOPLAN y tomando en cuenta las pendientes mayores).

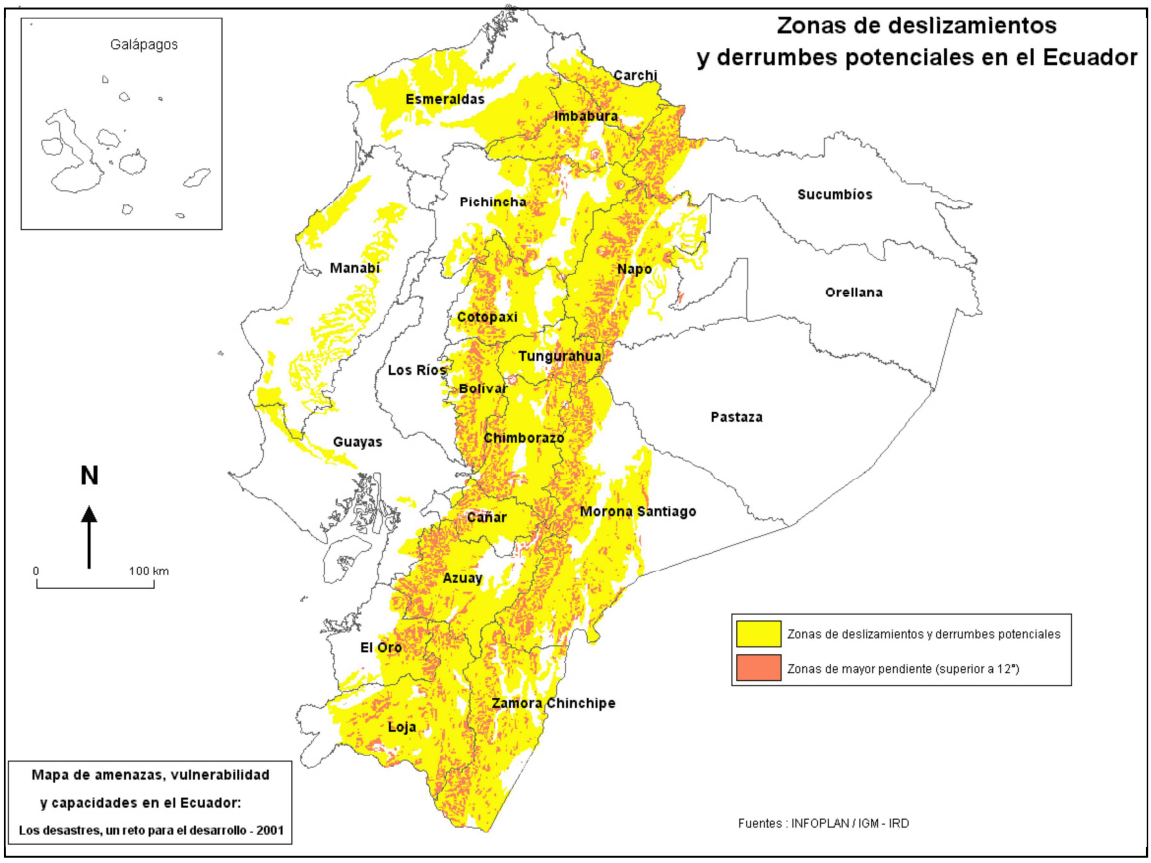


Gráfico 63: Zonas de Deslizamiento y Derrumbes Potenciales en el Ecuador
Fuente: Instituto Geofísico de la Politécnica Nacional.

Los cuatro tipos corresponden a:

1. Cantones con mayor peligro (grado 3). Son aquellos ubicados en zonas de alto potencial de deslizamientos y zonas de mayor pendiente.
2. Cantones con peligro relativamente alto (grado 2). Son aquellos que tienen más del 30% (aproximadamente) de su superficie expuesta a deslizamientos potenciales.
3. Cantones con peligro relativamente alto (grado 1), o aquellos que tienen menos del 30% (aproximadamente) de su superficie expuesta a deslizamientos potenciales.
4. Cantones con bajo peligro de deslizamientos o derrumbes (grado 0), o aquellos que aparentemente no están expuestos.

El Mapa Nº 64 “Nivel de amenaza por deslizamiento por cantón en el Ecuador” representa la clasificación anterior. La Sierra está expuesta a los mayores peligros.

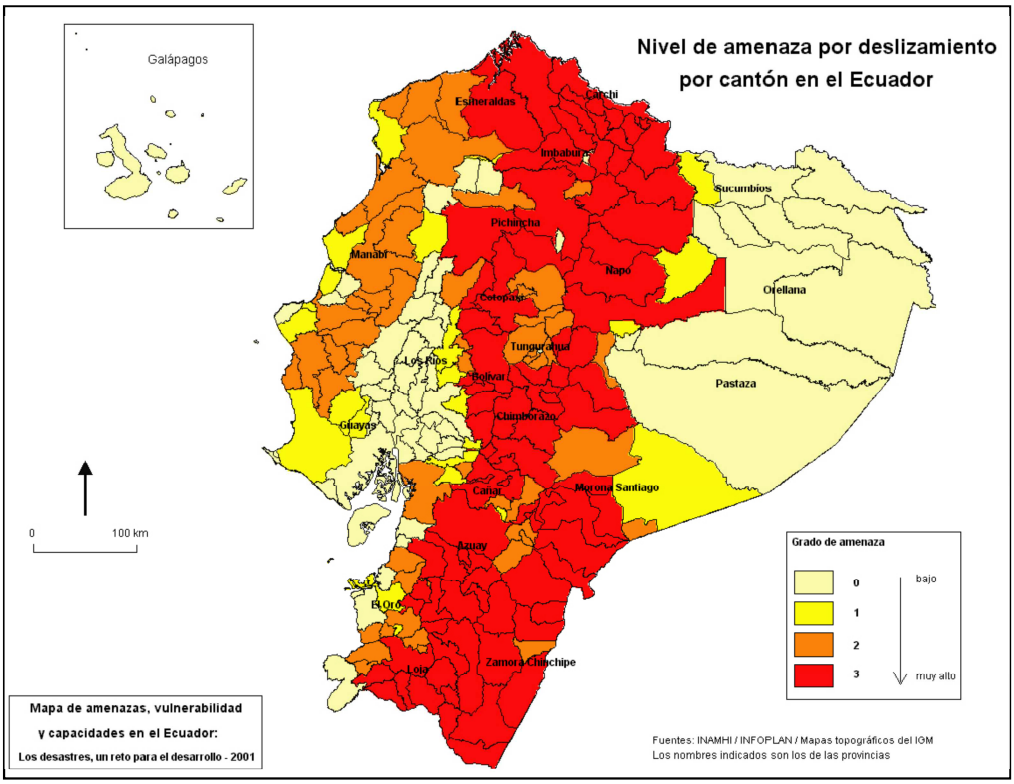


Gráfico 64: Nivel de Amenaza por Deslizamiento por Cantón en el Ecuador
Fuente: Instituto Geofísico de la Politécnica Nacional.

Según el análisis de las diferentes variables se llega a la conclusión que la amenaza de deslizamiento de suelos para el Proyecto de Riego Salamalag Centro es de “2”, considerando que se encuentra en una zona de deslizamientos moderados dentro del callejón interandino.

2.5.5 EXPLORACIÓN SUBTERRANEA

Se procedió a realizar las perforaciones con una topografía de terreno bastante irregular, con pequeñas y grandes depresiones (Anexo Nº 3.4.1).

Perforación Nº1 (P1)

De 0.00 a 1.80 metros hay una arcilla limosa arenosa (CL-ML), color café oscura, con presencia de piedra pómez.

De 1.80 a 1.90 metros se tiene una capa de arena media con piedra pómez

Desde 1.90 a 2.80 metros hay una arcilla limo arenosa (CL-ML) que va de color café oscuro a claro con la profundidad.

De 2.80 a 4.00 metros se tiene una arcilla magra arenosa (CL) de color café claro

Desde 4.00 a 5.00 metro hay una arcilla limo arenosa (CL-ML) de color café claro.

De 5.00 a 5.80 metros se tiene un limo arenoso (ML) color café claro.

Finalmente de 5.80 metros a 6.50 metros hay una arena pobremente graduada con limo y grava (SP-SM) color gris.

Perforación Nº2 (P2)

De 0.00 a 4.00 metros se tiene una arcilla magra arenosa (CL), que va de color café oscura a clara.

De 4.00 a 4.70 metros hay una arcilla magra arenosa (CL) color café verdosa, con grumos endurecidos.

Finalmente de 4.70 a 5.50 metros hay una arcilla grasa arenosa (CL-CH), color café verdoso, con grumos endurecidos.

Perforación Nº3 (P3)

De 0.00 a 1.30 metros hay una arena limosa (SM), color café oscura

De 1.30 a 1.35 metros se tiene una capa de arena de piedra pómez

Desde 1.35 a 2.40 metros hay una arcilla magra arenosa (CL) color café claro

De 2.40 a 3.80 metros se tiene una arena pobremente graduada con limos y grava (SP-SM) de color café claro.

Finalmente de 3.80 a 5.00 metros hay una arcilla magra arenosa (CL), color café claro.

2.5.6 ESTRATIGRAFÍA

Según el Estudio Estratigráfico del Suelo (Anexo Nº 3.4.1) y en base a los resultados obtenidos en los ensayos de campo y laboratorio, se establece lo siguiente.

- Los materiales encontrados en la perforación asignada como P1 son generalmente una intercalación de arcillas limo arenosas y arcillas magras.

- Los materiales encontrados en la perforación asignada como P2 son en su mayoría arcillas magras.

- Los materiales encontrados en la perforación asignada como P3 son generalmente una intercalación de arenas limosas y arcillas magras.

- Las humedades encontradas en las tres perforaciones son relativamente uniformes que presentan un decremento de humedad brusco en los estratos de arena.

- La capacidad portante en los estratos superficiales (hasta 2 metros) de los tres sondeos va de regular a buena, luego en los estratos intermedios e inferiores se incrementa.
- Los suelos encontrados en las tres perforaciones tienen resistencia al corte entre regular y buena, y su compresibilidad es media en los estratos superficiales, media en los intermedios y de media a elevada en los estratos profundos.

2.5.7 NIVELES FREÁTICOS

De las tres perforaciones realizadas y hasta la profundidad investigada, no se ha detectado la presencia de Nivel Freático en las perforaciones P1, P2 y P3.

2.5.8 ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

Como parte de los ensayos rutinarios se midieron los contenidos de humedad y se realizaron las pruebas de límites de plasticidad en todas las muestras obtenidas en las perforaciones. Las características de distribución granulométrica se evaluaron mediante tamizado mecánico. (Anexos Nº 3.4.3, 3.4.4 y 3.4.5)

2.5.9 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE Y ASENTAMIENTOS

Es necesario utilizar una losa de cimentación, la misma que puede ser incluida dentro del concepto de zapatas puesto que se trata de una zapata combinada de grandes dimensiones, la cual cubre toda el área que se encuentra debajo de una estructura y soporta todos los muros y columnas de la estructura.

Por lo general, este tipo de losas se construyen completamente planas y se utiliza cuando la presión admisible del suelo es pequeña, por lo que la construcción de demasiadas zapatas individuales podría implicar un mayor costo. Además este tipo de cimentación se emplea frecuentemente cuando se desea prevenir o reducir asentamientos, los cuales serán detallados más adelante. Las zapatas además pueden ser flexibles o rígidas, de acuerdo a sus características geométricas en función de la relación de su altura y su vuelo. Por ello se recomienda emplear una cimentación flexible.

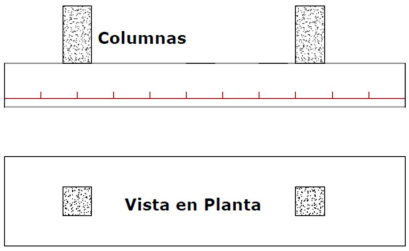


Gráfico 65: Zapatas Combinadas (Losas Cimentación)
Fuente: Mecánica de Suelos I y II, Juárez Badillo.

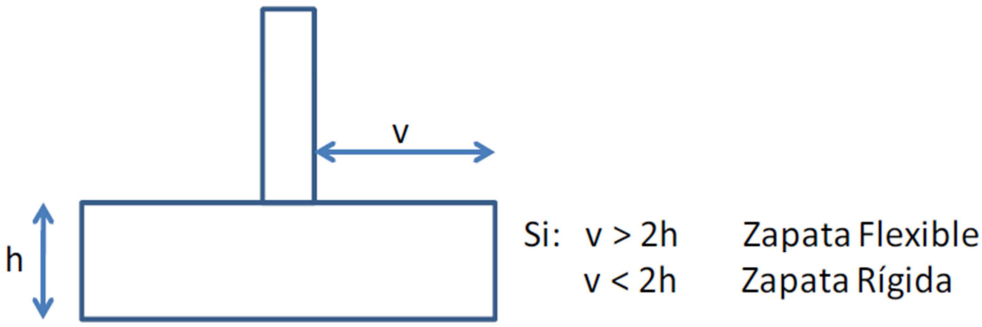


Gráfico 66: Relación Vuelo y Altura (Canto)
Fuente: Instituto Geofísico de la Politécnica Nacional.

Conociendo la forma básica lo que es una zapata, se puede revisar cómo se calcula la capacidad de carga última del suelo, la cual permite conocer la capacidad portante del suelo dependiendo del tipo de zapata que se vaya a construir y sus dimensiones.

Se ha calculado la capacidad de carga por corte en base al Método de Terzaghi, basado en la relación siguiente en base a la cual se obtiene el valor de q último, la cual aplicando un factor de seguridad F=4 se obtendrá el q admisible para diversas profundidades y dimensiones de la estructura (Anexo Nº 3.4.7).

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE PARA UNA CIMENTACIÓN CUADRADA (TERZAGHI)

Factores de capacidad de carga

$$N_c = \cot\phi \left[\frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2)\tan\phi}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} - 1 \right] = \cot\phi\,(N_q - 1) \qquad N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2)\tan\phi}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2}\left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1\right)\tan\phi$$

Corrección de factores = ϕ por $\phi' = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3}\tan\phi\right)$

Kp = *coeficiente de empuje pasivo*
N´c = *Factor de Capacidad de Carga por Cohesión*
N´q = *Factor de Capacidad de Carga por Sobrecarga*
N´ γ = *Factor de Capacidad de Carga por Peso Unitario*

Capacidad de Carga Ultima Corregida (Terzaghi):

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma \qquad \text{(cimentación cuadrada)}$$

Los suelos encontrados en las perforaciones son de compresibilidad media, por lo que los asentamientos a considerar serán de tipo elástico o inmediato y los asentamientos a largo plazo se consideran despreciables (Anexo Nº 3.4.8).

Asentamiento Elástico Basado en la Teoría de la Elasticidad: el asentamiento elástico de una cimentación superficial se estima usando la teoría de elasticidad. Con referencia a la Gráfico A y aplicando la ley de Hooke.

$$S_e = \int_0^H \varepsilon_z \, dz = \frac{1}{E_s} \int_0^H (\Delta p_z - \mu_s \Delta p_x - \mu_s \Delta p_y) dz$$

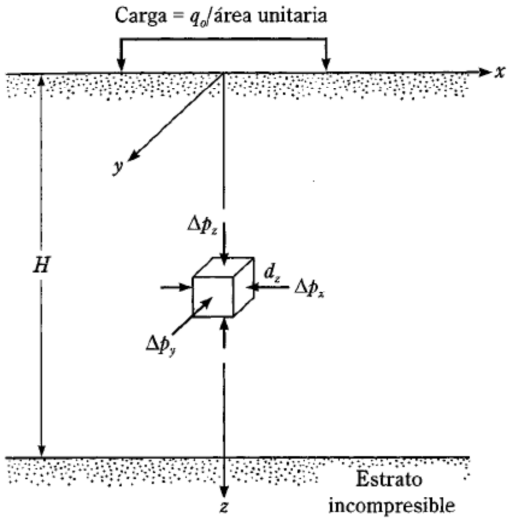


GRÁFICO- A Asentamiento elástico de cimentación superficial

donde S_e = asentamiento elástico
E_s = módulo de elasticidad del suelo
H = espesor del estrato de suelo
μ_s = relación de Poisson del suelo
$\Delta p_x, \Delta p_y, \Delta p_z$ = incremento del esfuerzo debido a la carga neta aplicada a la cimentación, en las direcciones x, y y z, respectivamente

Teóricamente, si la profundidad de la cimentación ***Df =0, H=*** ∞ y la cimentación es perfectamente flexible, de acuerdo con Harr (1966), el asentamiento se expresa como (Gráfico B).

$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s}(1 - \mu_s^2)\frac{\alpha}{2} \qquad \text{(esquina de la cimentación flexible)}$$

$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s}(1 - \mu_s^2)\,\alpha \qquad \text{(centro de la cimentación flexible)}$$

donde $$\alpha = \frac{1}{\pi}\left[\ln\left(\frac{\sqrt{1+m_1^2}+m_1}{\sqrt{1+m_1^2}-m_1}\right) + m\ln\left(\frac{\sqrt{1+m_1^2}+1}{\sqrt{1+m_1^2}-1}\right)\right]$$

$m_1 = L/B$
B = ancho de la cimentación
L = longitud de la cimentación

Los valores de α para varias relaciones longitud a ancho (L/B) se muestra en la Gráfico E. El asentamiento promedio inmediato para una cimentación flexible también se expresa como.

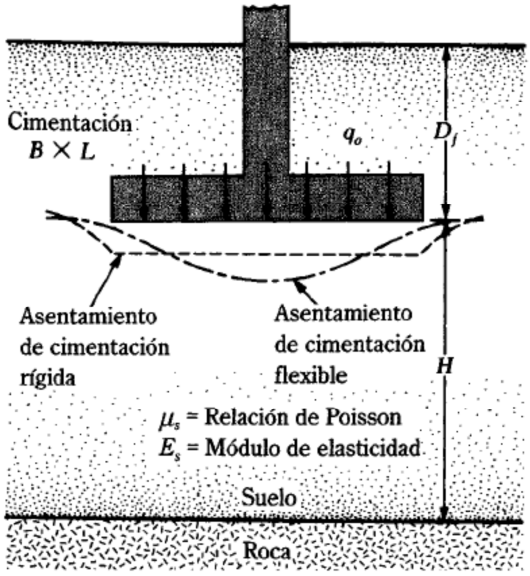


GRÁFICO- B Asentamiento elástico de cimentaciones flexibles y rígidas

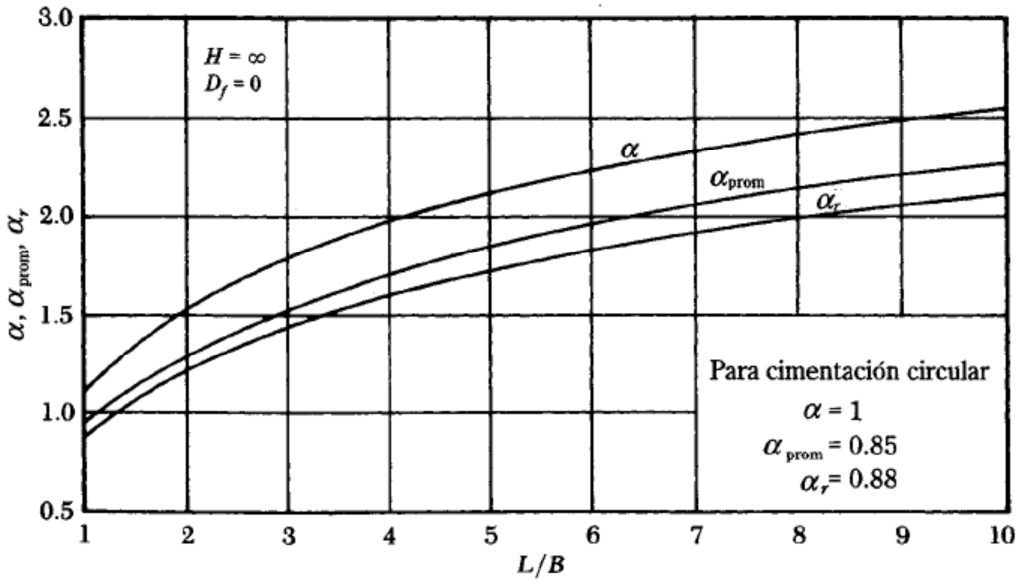


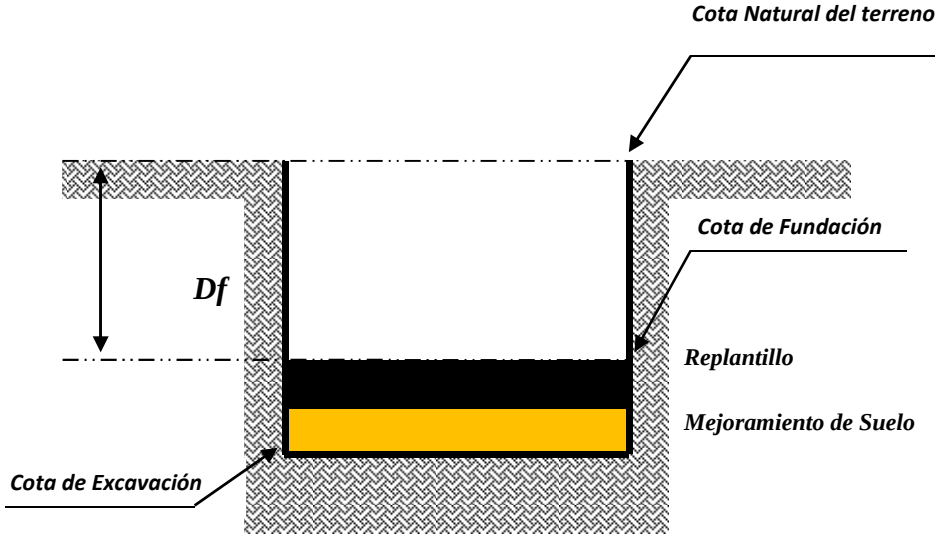
GRÁFICO- C Valores de α, α_{prom} y α_r; ecs.

La Gráfico C muestra también los valores de $\alpha_{promedio}$ para varias relaciones L/B de una cimentación.

$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s}(1 - \mu_s^2)\,\alpha_{prom} \quad \text{(promedio para cimentación flexible)}$$

2.5.10 CRITERIOS DE CIMENTACION

De acuerdo a la información recopilada en esta investigación y considerando que las estructuras a construirse son; Captaciones, Tanques de Almacenamiento y Distribución, para todos los casos se realizarán fundaciones tipo losa de cimentación que deben llegar a las cotas recomendadas de fundación y se calcularán en base a los datos que se indican a continuación.



Tanque de Almacenamiento Cercano a la Captación Achupalla Huayco

Cotas natural del terreno	***3483.65***
Cota de excavación	***3481.55***
Cota de fundación	***3482.15***
Desplante (Df)*	***1.50 m***
Esfuerzo admisible del suelo	***18.14 T/m^2***
Asentamiento calculado	***25.7 mm***

Talud Izquierdo Captación Achupalla Huayco

Cotas natural del terreno	***3481.49***
Cota de excavación	***3479.39***
Cota de fundación	***3479.99***
Desplante (Df)*	***1.50 m***
Esfuerzo admisible del suelo	***40.20 T/m^2***
Asentamiento calculado	***15.8 mm***

Tanque de Recolección Confluencia Quebrada Achupalla Huayco y Almayda Tingo

Cotas natural del terreno	***3482.00***
Cota de excavación	***3479.90***
Cota de fundación	***3480.50***
Desplante (Df)*	***1.50 m***
Esfuerzo admisible del suelo	***28.08 T/m^2***
Asentamiento calculado	***8.2 mm***

Tanque de Almacenamiento y Distribución Sector Santa María

Cotas natural del terreno	***3475.86***
Cota de excavación	***3474.26***
Cota de fundación	***3474.36***
Desplante (Df)*	***1.50 m***
Esfuerzo admisible del suelo	***23.52 T/m^2***
Asentamiento calculado	***20.5 mm***

Tanque de Almacenamiento y Distribución Sector Salamalag Centro

Cotas natural del terreno	***3463.34***
Cota de excavación	***3461.74***
Cota de fundación	***3461.84***
Desplante (Df)*	***1.50 m***
Esfuerzo admisible del suelo	***35.47 T/m^2***
Asentamiento calculado	***9.9 mm***

Tanque de Almacenamiento y Distribución Sector Chulcoloma

Cotas natural del terreno	***3438.61***
Cota de excavación	***3437.01***
Cota de fundación	***3437.11***
Desplante (Df)*	***1.50 m***
Esfuerzo admisible del suelo	***11.30 T/m^2***
Asentamiento calculado	***29.3 mm***

2.6 ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

2.6.1 ANTECEDENTES

La Junta Parroquial de Cochapamba, a través de la Universidad Politécnica Salesiana, UPS, ha previsto la necesidad de realizar los estudios del Sistema de Riego de la Comuna Salamalag Centro, en el cantón Saquisilí, provincia de Cotopaxi; ello debido a que en la actualidad, el incremento de las zonas agrarias exige soluciones para mejorar las condiciones de producción de la zona.

Los estudios del Sistema de Riego de la Comunidad Salamalag Centro son realizados en el sector rural del cantón Saquisilí, según las normas legales vigentes, requieren incluir los Estudios de Impacto Ambiental (EIA), ya que ellos permitirán identificar y evaluar los potenciales impactos al ambiente que se prevé pueden generarse durante la construcción de las obras así como la identificación de las medidas necesarias que deben adoptarse para mitigar los impactos negativos.

El presente informe ofrece los resultados del Estudio de Impacto Ambiental (EIA) para el proyecto del "Sistema de Riego de la Comuna Salamalag Centro", de acuerdo a las bases y objetivos planteados para el desarrollo del mismo.

Estudio de alternativas

Para efectos del presente proyecto se efectúo el estudio preliminar de alternativas para el Sistema de Riego de la Comuna Salamalag Centro, considerando criterios basados en el nivel de servicio, zonas agropecuarias productivas, los asentamientos urbanos y las restricciones topográficas.

El procedimiento metodológico del estudio de alternativas se lo hizo en base al análisis de documentos cartográficos (cartas censales, planos de Saquisilí, cartas topográficas) y recorridos de campo. El Sistema de Riego de la Comuna Salamalag Centro está constituido de la siguiente forma:

Se establece tres puntos de captación en las Quebradas: Achupalla Huayco, Amayda Tingo y Atapulo, se proyecta un tanque recolector en la confluencia de las Quebradas Achupalla Huayco y Almayda Tingo, del mismo se conduce a los tres tanques de reserva a implementarse a través de una red principal, los tanques se ubican a lo largo de la línea de conducción, según la siguiente descripción:

- Tanque de Almacenamiento y Distribución Sector Santa María , abscisa 0+817.37
- Tanque de Almacenamiento y Distribución Sector Salamalag Centro, abscisa 1+775.72
- Tanque de Almacenamiento y Distribución Sector Chulcoloma, abscisa 2+ 756.07

Desde los tanques de reserva se proyectan redes secundarias que se dirigen a las parcelas catastradas, la conducción principal tiene una longitud de 3221.91 metros que recorre paralela a la Comuna Salamalag Centro.

2.6.2 COMPONENETES DEL ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

El estudio para la factibilidad del proyecto, básicamente se encarga de establecer los parámetros necesarios que permitan confirmar o modificar, tanto el dimensionamiento como la selección de la alternativa óptima de la factibilidad, en función de la actualización de la información disponible y de la que se levante en el campo.

La factibilidad determina la mejor de las alternativas estudiadas y considerada para el Sistema de Riego de la Comuna Salamalag Centro en los términos: técnicos, económico-financiero y ambiental.

El Estudio de Impacto Ambiental (EIA) para el proyecto, considera asimismo, el análisis de factibilidad basado en la repercusión ambiental, biofísica y social, que causará la construcción del Sistema de Riego de la Comuna Salamalag Centro, dentro de su área de influencia directa y las recomendaciones para la prevención y mitigación de los efectos negativos generados por movimientos de tierras, afectación de obras básicas, interrupción vial y molestias al público y de los grupos humanos directamente afectados por la construcción de la obra.

De esta manera, el EIA abarca tres componentes:

- El primero considera la caracterización ambiental en el área de influencia del proyecto;

- El segundo se refiere a la Evaluación de los Impactos Ambientales (identificación, caracterización y calificación); y,

- El tercer componente se centra en la elaboración del Plan de Manejo Ambiental, tendiente a mantener los impactos ambientales negativos del proyecto dentro de una magnitud aceptable, de modo que pueda obtenerse una calidad ambiental y un equilibrio ecológico compatible con los estándares y metas adoptadas.

2.6.3 DESCRIPCION DE LOS ELEMENTOS DEL PROYECTO

2.6.3.1 Ubicación Geográfica

El Sistema de Riego de la Comuna Salamalag Centro se inserta dentro de la zona de producción agraria, está ubicada en la provincia de Cotopaxi, al oeste de la ciudad de Saquisilí, sector sur de la Parroquia de Cochapamba. En la actualidad es la comuna más próxima a la ciudad de Saquisilí (Gráfico 67) y está localizada en las siguientes coordenadas:

COORDENADAS
9908000 N - 9905000 N
752000 E - 753000 E

Tabla 41: Coordenadas del Sector del Proyecto
Fuente: Autores.

El área del proyecto considerada para el Sistema de Riego de la Comuna Salamalag Centro tiene una extensión de 155.60 hectáreas, con los siguientes límites:

a. Norte: Comunidad Niñin Cachipata
b. Sur: Comunidad Maca Grande, Cantón Pujilí.
c. Este: Comunidad de Guanto Grande
d. Oeste: Parroquia Guangaje, Cantón Pujilí (Cerro Atapulo)

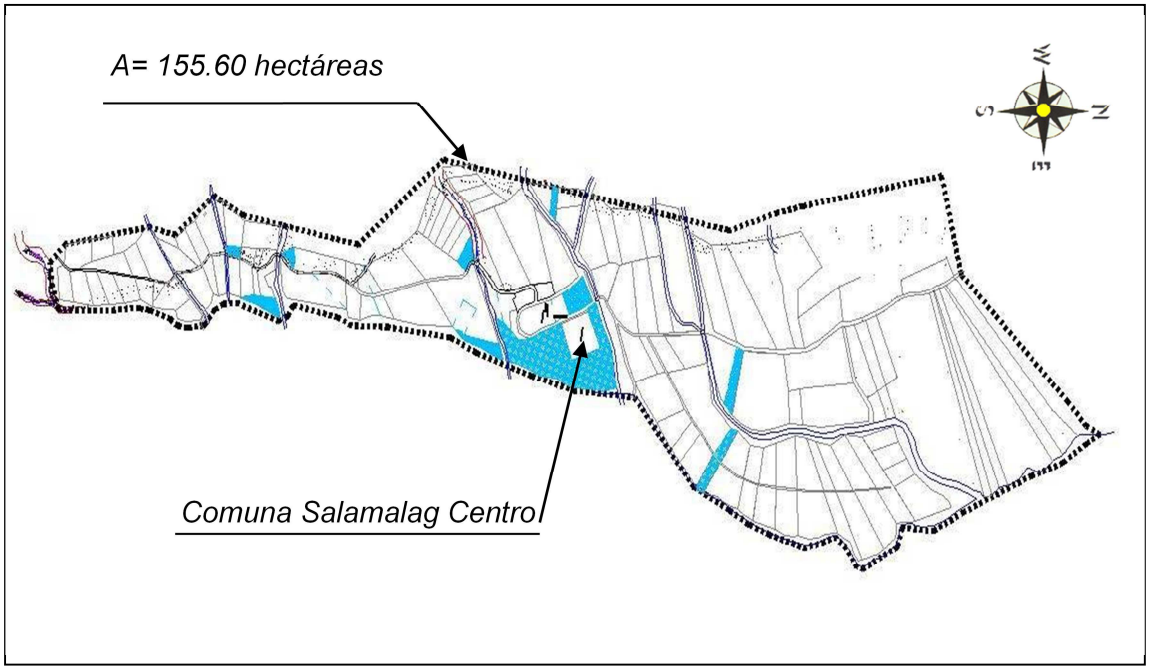


Gráfico 67: Ubicación del SISTEMA DE Riego de la Comuna Salamalag Centro
Fuente: Autores.

2.6.3.2 Área de Influencia del Proyecto

Área de Influencia

El área de influencia tiene una relación proporcional con el ámbito de influencia de las acciones necesarias que se implementen como parte del proyecto, y su efecto en el medio. Por tal razón se desarrollan procedimientos de identificación, prevención, control y rehabilitación de los efectos perjudiciales que pueden tener estas acciones.

El Sistema de Riego de la Comuna Salamalag Centro, corresponde a un espacio físico rural, donde el área de influencia ha sido previamente alterada; su ubicación está marcada por una mediana actividad comercial, constituyendo un nodo de referencia para la Parroquia de Cochapamba.

Área de influencia directa

El Sistema de Riego de la Comuna Salamalag Centro se encuentra en un área semi-alterada, durante la etapa de construcción de las obras que se proponen como parte del mismo, se producirán perturbaciones de carácter negativo, en cuatro espacios distintos y definidos como áreas de influencia directa:

- *Entorno Inmediato*: constituye el área misma, donde se localiza las captaciones de las Quebradas: Almayda Tingo, Achupalla Huayco y Atapulo. Estará constituida por el área aledaña y todo el entorno que se desarrolla en esta por su uso cotidiano agrícola y productivo (Gráfico 67). Esto es, desde las estribaciones del cerro Atapulo hasta la Comuna Niñin Cachipata (sur-norte), desde los límites de la Parroquia Guangaje con la Parroquia Cochapamba hasta la Comunidad de Guanto Grande (oeste-este).

- *Sitio de explotación de materiales*: comprende el área de provisión de materiales para la construcción, y que corresponde a las áreas identificadas como potenciales para la extracción de materiales pétreos.

- *Sitio de desalojo de desechos (excedentes de tierras, escombros):* referido a las áreas circundantes a los sitios identificados como aptos para receptar los volúmenes de desperdicios de construcción o excedentes de movimientos de tierras (“botaderos” o rellenos de materiales y escombros).

- *El o los ejes viales* que serán utilizados como trayecto para el transporte de materiales de construcción y préstamo y para el desalojo de excedentes construcción y movimientos de tierras.

Área de influencia indirecta

El área de influencia indirecta del proyecto, está definida como el espacio físico en el que un componente ambiental afectado directamente, afecta a su vez a otro u otros componentes ambientales no relacionados con el Proyecto aunque sea con una intensidad mínima.

Esta área se define mediante dos factores que concurren en el lugar de estudio determinado.

1. Forma una franja uniforme de producción agraria; y,
2. Es una de las zonas de mayor densidad rural del sector.

El área de influencia viene a ser el resultado de un conjunto de áreas de acuerdo al alcance de los diferentes componentes que comprende el medio (Aire, agua, suelo, etc.).

Las áreas de afectación del proyecto directa e indirecta representan en la Gráfico 68.

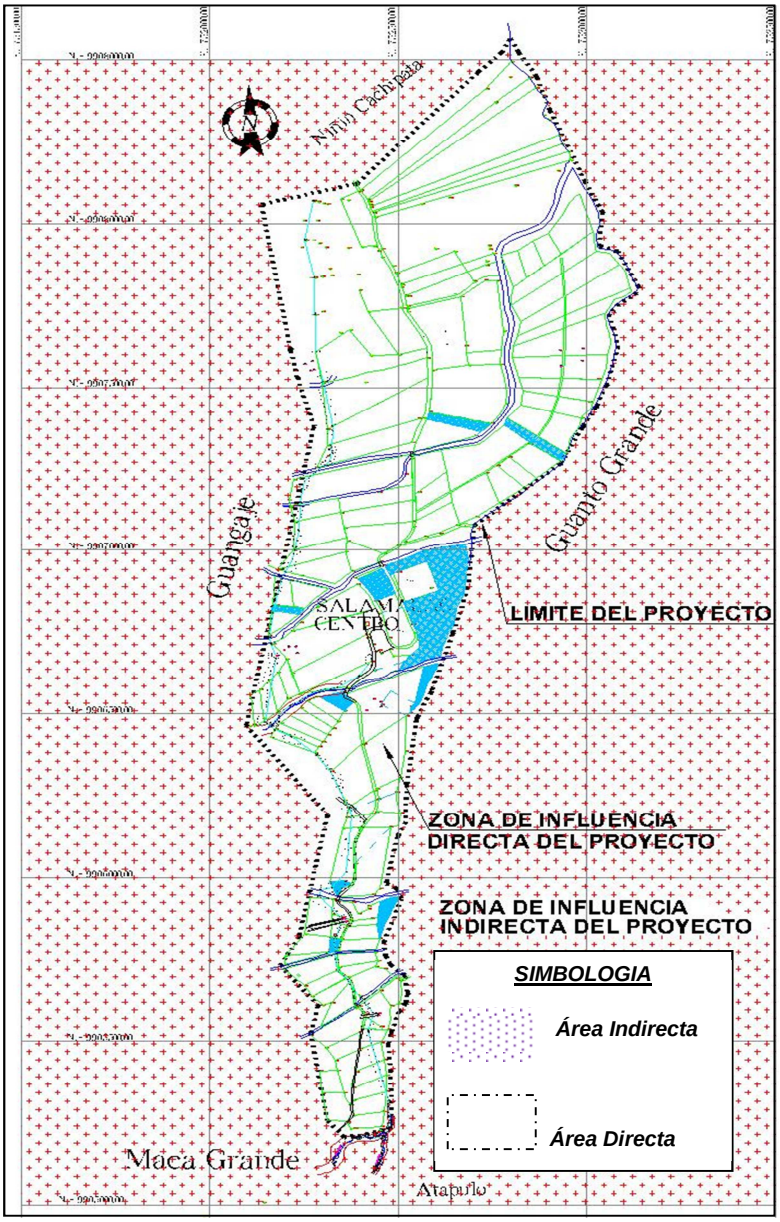


Gráfico 68: Zonas de Influencia del Sistema de Riego Salamalag Centro
Fuente: Instituto Geofísico de la Politécnica Nacional.

2.6.4 MEDIO ABIOTICO

A continuación se presenta la descripción del estado actual de los componentes ambientales (Caracterización Ambiental) en el área de influencia directa del proyecto, en base a las observaciones de campo efectuadas para el presente informe.

2.6.4.1. Clima

Zona climática

De acuerdo a la clasificación según Holdridge usada por Cañadas (1983) basa su mapa en zonas de vida, factores climáticos como son: temperatura y precipitación media anual. El área de estudio forma parte del Bosque Húmedo Montano (b. h. M), en el cual se caracteriza por presentar una precipitación media anual de 500-1000 mm y una temperatura promedio anual que oscila entre 6-12 ^{o}C.

Identificada una cota promedio de 3450 msnm, se describe un subdivisión del Bosque Húmedo Montano, se ubica al Bosque Húmedo Montano Inferior, el cual se caracteriza por presentar una precipitación de 500-1000 mm por año y una temperatura promedio anual que oscila entre 9-12 ^{o}C. La región latitudinal identificada es Templada Fría y su área de humedad es Húmedo.

Meteorología

Para la caracterización de la ocurrencia de los elementos meteorológicos en el área de proyecto, se toman como representativos los datos mensuales y anuales de los registros correspondientes a la estaciones meteorológicas: Saquisilí y Cotopilalo, ubicadas en las siguientes coordenadas geográficas:

Código	Nombre	Latitud	Longitud	Elevación [msnm]	Periodo de Información
M375	SAQUISILI	S 00º50´16”	W 78º39´52”	2920	1980 – 2009
MA1V	COTOPILALO	S 00º41´00”	W 78º42´00”	3250	1988 – 2009

Tabla 42: Estaciones Meteorológicas - Alrededores de las Subcuencas del Estudio
Fuente: INAMHI, ANUARIOS Hidrometereológicos, Varios Años.

DESCRIPCIÓN	MAXIMA	MINIMA
Precipitación (M-375)	103.4 mm	27.6 mm
Precipitación (MA1V)	105.8 mm	11 mm
Temperatura ^{o}C	9.9	
Evaporación	102 mm	
Humedad Relativa	85%	

Tabla 43: Parámetros Meteorológicos
Fuente: Autores.

2.6.4.2 Calidad del Aire

Las características relacionadas con la calidad del aire y que son identificadas para el sitio del proyecto, destacan las siguientes condiciones:

Presencia de fuentes fijas de contaminación atmosférica

- Fuentes de contaminación atmosférica naturales: se verifica la presencia de procesos biogénicos generados por la descomposición de la materia orgánica constitutiva de la basura y desechos orgánicos que son depositados en el área cercana a las quebradas antes descritas.

- Fuentes de contaminación de tipo industrial (extracción y transformación de materias primas): son inexistentes en el área de estudio.

- Fuentes de contaminación no industriales: existe la generación de polvo por la acción del viento sobre la superficie erosionada que corresponde a 102.86 hectáreas. Esta acción se incrementa en la época seca, siendo visible una mediana capa de polvo sobre todas las superficies.

Presencia de fuentes móviles de contaminación atmosférica

- Transitabilidad de vehículos: existe una baja frecuencia de vehículos livianos que transitan por el eje vial de la Comuna Salamalag Centro.

- No existen evidencias de la presencia de huellas de contaminación (acumulación de hollín en casas, olor picante y hormigueo en las fosas nasales, etc.), por lo tanto existe una baja emisión de gases y particulado sólido en épocas de verano.

2.6.4.3 Ruido

Incidencia de fuentes de contaminación sonora

Fuentes móviles:

La incidencia de ruido por fuentes móviles en el área de influencia del sistema de riego es baja y está determinada por la frecuencia de tráfico. Según la observación de campo, en relación a la transitabilidad vehicular se tiene que el mayor porcentaje de circulación lo tienen los vehículos livianos que en general emiten ruidos con niveles alrededor de 70-74 dB. Niveles de intensidad de ruido actual estimados que generan las fuentes móviles, sus fuentes generadoras son:

Automóvil	70 dB
Camioneta	74 dB
Camión	85-90 dB

Fuentes fijas:

En el área del proyecto no se identifican fuentes fijas de emisión sonora molesta, sean estas industriales o no industriales.

2.6.4.4 Geomorfología

El ambiente geológico donde su ubica la Provincia de Cotopaxi, Parroquia Cochapamba, Comuna Salamalag Centro, está enmarcado dentro del gran rasgo morfológico de la Cordillera de los Andes sector occidental.

La historia geológica indica que el volcanismo del Cretáceo se inició en una cuenca marina con una dirección N-S y un eje semejante a la actual Cordillera Occidental. Piroclásticos y lavas fueron erupcionados, formando una cadena volcánica o arco de islas. Los Piroclásticos fueron erosionados por corrientes de turbidez y redepositados, dando lugar a los sedimentos volcánicos intercalados con las lavas (Formación Macuchi).

En el Maestrichtiano el área se hundió y sedimentos de origen volcánico fueron depositados por corrientes de turbidez (Formación Yunguilla). En el Eoceno arrecifes locales bordean algunas de estas islas dando origen a las calizas. Más tarde el área fue plegada con planos axiales N-S, y fracturada; el levantamiento de los Andes empezó en esta época. El volcanismo reinicio su actividad en el Plioceno y continuo hasta el presente. En el Pleistoceno sobre la Formación Pisayambo, los glaciares en los valles depositaron material glacial. Depósito de ceniza Cuaternaria cubre parte del sector.

La morfología el sector del proyecto se encuentra en las estribaciones de los cerros Atapulo y Milipungo, su topografía es fuertemente accidentada y sus pendientes fuertes, corresponde a una zona montañosa ya que se extiende desde 3300 a los 3880 msnm, además se encuentra formado por la acumulación de limo, arcillas y arenas.

2.6.4.5 Suelo

Las superficies que comprenden el área de estudio forman parte del suelo rural del Cantón Saquisilí; por tanto, las propiedades del recurso suelo en estas áreas no han sido completamente alteradas por las actividades de infraestructura urbana que se han dado lugar en el sector (construcción de calles, ciudadelas, etc.), y por tanto sus horizontes edáficos se consideran inalterados, lo cual define superficies que cuentan con las características naturales que representen un valor para usos rurales agroproductivos.

El sistema de riego se halla constituido por un estrato de suelo franco arenoso y en cual se ha encontrado por completo la capa arable del recurso suelo y sobre este material se tiene el desarrollo de una cobertura vegetal constituida exclusivamente por matorrales. El en lado oeste por su parte comprende un área extensa de vegetación propia del sector y con pequeños reductos de bosques.

Se identifican suelos erosionados en un área de 102.86 hectáreas y suelos no erosionados en un área de 52.74 hectáreas que se localiza en las estribaciones del cerro Atapulo.

2.6.4.6 Agua

Aguas superficiales

En el área del proyecto se identifica la presencia de un drenaje natural denominado Quebrada Salamalag, el mismo que nace en las estribaciones del cerro Atapulo formado por las vertientes de las Quebradas; Almayda Tingo, Achupalla Huayco y Atapulo. Las mismas que drenan en dirección de occidente a oriente, oriente a occidente y luego toma su recorrido principal de sur a norte, para convertirse en afluente del río Negro y finalmente del Pumancuchi.

Calidad de las aguas superficiales

En relación a la calidad de las aguas de las diferentes quebradas descritas, es evidente establecer un bajo grado de contaminación en la cuenca alta del sistema de riego y un mediano grado de contaminación en la cuenca baja del sistema de riego, ya que en su trayecto recibe los aportes de las aguas servidas de las comunas circundantes y residencias localizadas en sus márgenes.

Por otro lado, actualmente estas aguas reciben los desechos sólidos (basuras) que son depositadas en las partes superiores de la quebrada y que posteriormente son arrastrados hacia las partes bajas por efecto de las lluvias.

2.6.5 MEDIO BIOTICO

2.6.5.1 Flora Silvestre

En la zona de ejecución del proyecto se ha localizado las siguientes especies: chuquiragua, cerote, mortiño, achicoria, llantén, hierva mora, calaguala, mora de monte, pumamaqui, romerillo, duco, chilca especies pertenecientes a las familias: Asteraceae, Rosáceae, Ericáceae, Chlroanthaceae, Plantagináceae, Solanáceae, Polypodiaceae, Araliácea, Podocarpaceae, Clusiaceae, entre otras.

2.6.5.2 Fauna Silvestre

En la zona de ejecución del proyecto se ha localizado los siguientes mamíferos más representativos como: raposa Didelphys sp, zorrillo Conepatus semistriatus, ratón de páramo Acodon niollis, conejo de páramo Sylvilagus brasilensis, chucuri Mustela frenata, lobo de páramo Pseudalopex culpeus.

En Aves se ha localizado las siguientes: garcillas Butorides sp, tórtola Zenaida auriculata, colibrí Metallura tyrianthina, gavilán Buteo platypterus, vencejo Streptoprocne zonaris, gorrión Zonotrichia capensis, quilico Falco sparverius, lechuza Tyto alba, perdiz Tinamú mayor.

2.6.6 MEDIO SOCIAL Y HUMANO

El área en donde se llevará a cabo el proyecto, forma parte de la parroquia de Cochapamba, cantón Saquisilí, provincia de Cotopaxi. Las áreas identificadas en la Comuna Salamalag Centro disponen de los siguientes servicios básicos como son:

- Red terciaria de agua potable
- Centros educativos
- Centros de recreación infantil
- Red de servicio telefónico celular
- Existe un sistema sanitario mediante pozos sépticos y es canalizado hacia la Quebrada Salamalag, la misma que recibe todas las aguas residuales domesticas de las viviendas localizadas a los costados de esta quebrada.
- Tendido de líneas de distribución del servicio eléctrico están ubicadas en el área de influencia del sistema de riego. Cuenta para el soporte con posterío de hormigón y las unidades de transformadores necesarios para dotar del servicio al sector.
- La basura se elimina a cielo abierto y en otros casos se quema estos residuos, sin embargo la falta de colaboración de la ciudadanía, hace que desperdicios orgánicos e inorgánicos sean depositados en las superficies aledañas a la quebrada y taludes del sistema hídrico.

2.6.7 EVALUACION DE IMPACTOS AMBIENTALES

El presente capítulo de evaluación de los potenciales impactos en las actividades que se realizarán durante las obras de construcción del Sistema de Riego de la Comuna Salamalag Centro, e incluye tres etapas de análisis:

- Descripción de obras y actividades del proyecto,
- Identificación y caracterización de impactos ambientales, y
- Calificación y valoración de impactos ambientales.

2.6.7.1 Descripción de Obras y Actividades del Proyecto.

El “Sistema de riego de la Comuna Salamalag Centro”, que comprenderá de una red principal con varias redes secundarias, contempla dos obras básicas sobre las que se analizará la ocurrencia de los impactos ambientales potenciales:

- La construcción del sistema de riego, y
- La explotación de fuentes de materiales

a) Construcción del Sistema de Riego.

De acuerdo a los diseños de ingeniería se presenta algunos rubros que se detallan en la Tabla 44 y Tabla 45.

RUBRO No	DESCRIPCIÓN DEL RUBRO	UNIDAD
1	Excavación sin clasificar	m^3
2	Hormigón 140 kg/cm2. Replantillo. concretera, 1 saco y vibrador	m^3
3	Hormigón 210 kg/cm2. Muros. Equipo: concretera, 1 saco y vibrador	m^3
4	Hormigón 210 kg/cm2. Losa. Equipo: concretera, 1 saco y vibrador	m^3
5	Hormigón 180 kg/cm2. Aceras. Equipo: concretera, 1 saco y vibrador	m^3
6	Acero de refuerzo Fy=2800-4200 kg/cm2. Cortadora dobladora de hierro	kg
7	Relleno-material seleccionado. Suelo selecto libre de materia orgánica, escombros. Compactadora manual 5HP	m^3
8	Transporte de materiales o escombros en vías principales o secundarias en el interior de la ciudad	m^3
9	Tubería PVC-P (material, transporte e instalación)	m
10	Excavación estructuras menores Herramienta manual. Desalojo de material 25 m	m^3
11	Encofrado y desencofrado	m^2
12	Señalización	global

Tabla 44: Rubros Básicos de Construcción
Fuente: Autores.

ACTIVIDAD	EQUIPO Y MAQUINARIA REQUERIDO
Excavación sin clasificar	Retroexcavadora Pala mecánica Herramienta manual
Excavación para estructuras menores	Herramienta manual
Obras de hormigones: replantillo, muros, losa, aceras, acero de refuerzo, encofrados	Concretera-vibrador Cortadora-dobladora Mezcladora Carretillas Herramienta manual
Relleno-compactación	Pala mecánica Compactadora manual 5HP Herramienta manual
Tuberías	Transporte Herramienta manual
Desalojo de excedentes	Volquetas Herramienta manual

Tabla 45: Equipo y Maquinaria en la Ejecución del Sistema de Riego
Fuente: Autores.

b) Explotación de Fuentes de Materiales.

Para la extracción del material a ser utilizado en el Sistema de Riego de la Comuna Salamalag Centro, el sistema tiene identificadas tres canteras como alternativas de fuentes de materiales potenciales, las mismas que se hallan ubicadas en las cercanías de la ciudad de Saquisilí; ellas son:

NOMBRE DE LA CANTERA	UBICACIÓN
Chasqui	Cantera de Latacunga, agregado grueso
Rio Boliche	Parroquia de Tanicuchi, agregado fino
Cantera San Felipe	Parroquia el Eloy Alfaro

Tabla 46: Fuentes de Materiales Pétreos
Fuente: Autores.

Estas canteras son privadas y son explotadas por sus propietarios; por lo tanto, se prevé que el Contratista del sistema de riego, se limitará a la compra del material y su respectivo transporte, y no realizará la extracción directa de los materiales; de allí que, la responsabilidad ambiental en cuanto al manejo de esta fuente de materiales se halla a cargo del propietario de la misma y estará sujeta a las disposiciones legales que para ella rijan según el acuerdo de concesión y la Ley de Minería así como de las disposiciones municipales que para el efecto existan en el Cantón Saquisilí. El Contratista de la obra por su parte será responsable del transporte del material desde el sitio de la cantera a los diferentes puntos de construcción del sistema.

2.6.7.2 Identificación y Caracterización de Impactos Ambientales.

Con el análisis de la información sobre las obras y actividades del sistema de riego, se procede a estructurar la caracterización de cada uno de los impactos potenciales y sus efectos en los componentes ambientales, registrado en la Tabla 47.

Actividades	Aspecto Ambiental	Impacto Ambiental
Desbroce y limpieza	Eliminación de la capa vegetal. Hombres trabajando	Pérdida de la biodiversidad. Alteración de la calidad paisajística. Migración de especies. Pérdida de lugares de anidación y hábitats de fauna menor. Estrés a la naturaleza. Afectaciones a la salud de los obreros
Excavación de redes primarias y secundarias	Movimiento de tierras. Tráfico de maquinaria. Generación de ruidos, vibraciones. Hombres trabajando. Emisiones de gases de combustión. Generación de material particulado	Alteración de la composición del suelo. Alteración de la calidad paisajística. Agotamiento de recursos naturales. Contaminación del suelo y del aire con gases de combustión y material particulado. Incomodidad y desconfort. Migración de especies. Afectaciones a la salud de los obreros
Relleno de redes primarias y secundarias	Tráfico de maquinaria. Generación de ruidos, vibraciones. Hombres trabajando. Emisiones de gases de combustión. Generación de material particulado	Contaminación del suelo y aire. Agotamiento de recursos naturales. Incomodidad y desconfort. Migración de especies Afectaciones a la salud de los obreros.
Replantillo de piedra	Hombres trabajando. Generación de ruidos	Alteración de la composición del suelo vegetal. Estrés a la naturaleza. Afectaciones a la salud de los obreros
Construcción de captaciones. Acarreo de materiales de construcción.	Movimiento de tierras. Tráfico vehicular. Generación de ruidos, vibraciones, emisiones de gases de combustión. Generación de escombreras. Hombres trabajando	Agotamiento de recursos naturales. Alteración de la calidad paisajística. Migración de especies. Contaminación del agua. Afectaciones a la salud de los obreros.
Preparación de acero de refuerzo.	Tráfico vehicular. Emisiones al aire. Hombres trabajando. Generación de desechos. Ruidos y vibraciones	Contaminación del aire por emisiones de gases de combustión y material particulado, agotamiento de recursos naturales. Estrés a la naturaleza. . Migración de especies Afectaciones a la salud de los obreros.
Construcción de reservorios. Acarreo de materiales de construcción.	Movimiento de tierras. Tráfico vehicular. Generación de ruidos, vibraciones, emisiones de gases de combustión. Generación de escombreras. Hombres trabajando	Agotamiento de recursos naturales. Alteración de la calidad paisajística. Migración de especies. Contaminación del agua. Afectaciones a la salud de los obreros.
Construcción de módulos varios. Acarreo de materiales de construcción.	Movimiento de tierras. Tráfico vehicular. Generación de ruidos, vibraciones, emisiones de gases de combustión. Generación de escombreras. Hombres trabajando	Contaminación del suelo y aire, molestias, incomodidad, agotamiento de recursos naturales. Alteración de la calidad paisajística. Interrupciones al tránsito vehicular. Afectaciones a la salud
Instalación de tuberías y acople de accesorios.	Movimiento de tierras. Ruidos. Hombres trabajando. Generación de desechos de escombreras	Agotamiento de recursos naturales. Afectaciones a la salud de obreros.

Tabla 47: Identificación y Caracterización de los Impactos Potenciales del Sistema
Fuente: Autores.

2.6.7.3 Calificación y Valoración de Impactos Ambientales.

Una de las técnicas de evaluación de impactos ambientales, basado en la Norma ISO 14001, es el llamado Criterio Semi-numérico que permite por un lado determinar la importancia ambiental y por otro analizar la significancia, para ello se utiliza una puntuación que posibilite que impactos de pequeña importancia sean apenas registrados, no siendo necesario que éstos pasen por el filtro de significancia.

La importancia ambiental **I** es evaluada por la composición de factores ambientales como magnitud y frecuencia.

La magnitud M cuantifica los impactos ambientales y se divide en las siguientes categorías: **baja (M=1), media (M=2) y alta (M=3).**

La frecuencia F expresa la probabilidad de que el impacto ocurra y también puede considerarse como**: baja (F=1), media (F=2) o alta (F=3)**.

La importancia es la sumatoria de la magnitud y frecuencia **(I = M + F)** y puede variar de 2 a 6, haciéndose necesario establecer un punto de corte o valor de **I** por debajo del cual los impactos son considerados no importantes y no siguen para la evaluación de los filtros de significancia.

Para la ponderación de la **significancia (SIG**) se ha considerado como punto de corte el valor 4, entonces, los impactos con un índice menor a 4 se consideran no significativos y, aquellos con valor igual o mayor a 4 pasarán a ser evaluados cualitativamente en cuanto a su significancia, a través de criterios gerenciales como: Legislación Ambiental, Parte Interesada o Interés para el negocio.

De acuerdo con esta metodología los impactos que pasan el filtro de significancia son evaluados de acuerdo a dos de sus elementos: **Legislación (LE)** y **Visión de las partes interesadas (PI).**

La visión de las partes es considerada de mucha importancia puesto que aquí se incluyen a organismos gubernamentales, ONGs, inversionistas, clientes, vecindad y público en general. Esta visión tiene un interés particular dado que de la inconformidad que eventualmente podría presentarse entre algunas de ellas podría dar lugar a demandas causados por requisitos regulatorios incumplidos.

Todos los impactos que pasaron el filtro de significancia serán gestionados mediante el plan de manejo ambiental, las medidas se diseñaron en atención a la legislación vigente así como también al interés de las partes involucradas.

A continuación se presenta la **Matriz No1**, en función de la Norma ISO 14001 Criterio Semi- Numérico, con la cual se determina el Interés Ambiental para la Etapa de Construcción de la Infraestructura del Sistema de Riego de la Comuna Salamalag Centro.

MATRIZ No 1: VALORACIÓN Y EVALUACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES IDENTIFICADOS

			Importancia de impactos			Significancia de impactos		
Actividades	**Aspecto Ambiental**	**Impacto Ambiental**	**F**	**M**	**I**	**LE**	**PI**	**SIG**
Desbroce y limpieza	Eliminación de la capa vegetal. Hombres trabajando	Pérdida de la biodiversidad. Alteración de la calidad paisajística. Migración de especies. Pérdida de lugares de anidación y hábitats de fauna menor. Estrés a la naturaleza. Afectaciones a la salud de los obreros	**2**	**3**	**5**	**2**	**2**	**4**
Excavación de redes primarias y secundarias.	Movimiento de tierras. Tráfico de maquinaria. Generación de ruidos, vibraciones. Hombres trabajando. Emisiones de gases de combustión. Generación de material particulado	Alteración de la composición del suelo vegetal. Alteración de la calidad paisajística. Agotamiento de recursos naturales. Contaminación del suelo y del aire con gases de combustión y material particulado. Incomodidad y desconfort. Migración de especies. Afectaciones a la salud de los obreros	**2**	**2**	**4**	**2**	**3**	**5**
Relleno de redes primarias y secundarias.	Tráfico de maquinaria. Generación de ruidos, vibraciones. Hombres trabajando. Emisiones de gases de combustión. Generación de material particulado	Contaminación del suelo y aire. Agotamiento de recursos naturales. Incomodidad y desconfort. Migración de especies Afectaciones a la salud de los obreros.	**2**	**2**	**4**	**2**	**2**	**4**
Replantillos de piedra	Hombres trabajando. Generación de ruidos	Alteración de la composición del suelo vegetal. Estrés a la naturaleza. Afectaciones a la salud de los obreros	**1**	**1**	**2**	**-**	**-**	**-**
Construcción Captaciones. Acarreo de material de construcción.	Movimiento de tierras. Tráfico vehicular. Generación de ruidos, vibraciones, emisiones de gases de combustión. Generación de escombreras. Hombres trabajando	Agotamiento de recursos naturales. Alteración de la calidad paisajística. Migración de especies. Contaminación del agua. Afectaciones a la salud de los obreros.	**2**	**2**	**4**	**2**	**1**	**3**
Preparación de acero de refuerzo.	Tráfico vehicular. Emisiones al aire. Hombres trabajando. Generación de desechos. Ruidos y vibraciones	Contaminación del aire por emisiones de gases de combustión y material particulado, agotamiento de recursos naturales. Estrés a la naturaleza. . Migración de especies Afectaciones a la salud de los obreros.	**1**	**1**	**2**	**-**	**-**	**-**

Construcción de reservorios. Acarreo de materiales de construcción.	Movimiento de tierras. Tráfico vehicular. Generación de ruidos, vibraciones, emisiones de gases de combustión. Generación de escombreras. Hombres trabajando	Agotamiento de recursos naturales. Alteración de la calidad paisajística. Migración de especies. Contaminación del agua. Afectaciones a la salud de los obreros.	**2**	**1**	**3**	**-**	**-**	**-**
Construcción de módulos varios. Acarreo de materiales de construcción.	Movimiento de tierras. Tráfico vehicular. Generación de ruidos, vibraciones, emisiones de gases de combustión. Generación de escombreras. Hombres trabajando	Contaminación del suelo y aire, molestias, incomodidad, agotamiento de recursos naturales. Alteración de la calidad paisajística. Interrupciones al tránsito vehicular. Afectaciones a la salud	**1**	**2**	**3**	**-**	**-**	**-**
Instalación de tuberías y acople de accesorios.	Movimiento de tierras. Ruidos. Hombres trabajando. Generación de desechos de escombreras	Agotamiento de recursos naturales. Afectaciones a la salud de obreros.	**1**	**1**	**2**	**-**	**-**	**-**

NOMENCLATURA: F: frecuencia del impacto, M: magnitud del impacto, I: Importancia del impacto (I = M+F), LE: legislación existente, PI: partes interesadas, SIG: significancia.

2.6.7.4 Análisis de Resultados.

De acuerdo a los resultados obtenidos en la evaluación se concluye que los impactos ambientales significativos, durante la etapa de construcción son los siguientes:

Impactos Negativos.

1. Migración de especies.
2. Afectaciones a la salud de los obreros
3. Alteración de la calidad paisajística.
4. Contaminación del suelo y del aire con gases de combustión y material particulado.
5. Alteración de la composición del suelo vegetal.

Dado el carácter del proyecto cuyo objetivo es rehabilitar los suelos agrícolas para convertirlos en suelos productivos de manera que se garantice a los pequeños agricultores mejorar su precaria economía evitando su migración a las ciudades en pos de una mejor condición de vida, la naturaleza de este impacto tiene el carácter positivo más aun cuando se reduce la brecha entre las cosechas efectivas y el potencial agrícola de la zona.

Impactos Positivos.

1. Incremento de los suelos productivos.
2. Fortalecimiento de las economías de pequeños agricultores
3. Mejoramiento de la calidad de vida de los agricultores beneficiados.
4. Reducción la brecha entre las cosechas efectivas y el potencial agrícola de la zona.
5. Organización de juntas de usuarios del sistema de riego.
6. Control efectivo del aprovechamiento de los caudales de riego.
7. Incremento de fuentes de trabajo en el campo.
8. Disminución de los índices migratorios campesinos a la ciudad.
9. Posibilidad de capacitación técnica para el manejo óptimo de los recursos agua-suelo.

2.6.8 PLAN DE MANEJO AMBIENTAL (PMA)

Se presentan las medidas ambientales recomendadas para **la prevención, reducción y/o anulación de los potenciales impactos ambientales negativos**, identificados durante la ejecución de las actividades de construcción del Sistema de Riego de la Comuna Salamalag Centro.

La formulación del presente Plan de Manejo Ambiental (PMA) se basa en los resultados de la Evaluación de Impactos Ambientales detallada en la MATRIZ No 1 del presente estudio, considerando las disposiciones y reglamentos para la Gestión, Manejo y Control Ambiental vigentes en el cuerpo legal ambiental del país.

2.6.8.1 Componentes del Plan de Manejo Ambiental (PMA)

La identificación y formulación de medidas ambientales para mitigar y controlar los impactos negativos que el Sistema de Riego Salamalag Centro, contempla el detalle de las especificaciones constructivas en los siguientes aspectos, de acuerdo a los requerimientos dados por el Tratado Unificado de Legislación Ambiental (TULAS).

- Medidas para preservar la seguridad y bienestar de la población local y trabajadores directos.
- Medidas para el acarreo de material excedente.
- Medidas en el confinamiento de materiales excedentes y de desecho.
- Medidas en la explotación en fuentes de materiales.
- Fiscalización ambiental.

2.6.8.2 Medidas Ambientales

A continuación se presentan dos tablas: la primera para detallar los potenciales impactos negativos y sus respectivas medidas ambientales, la segunda para la identificación de las medidas ambientales y la descripción de las mismas.

POTENCIAL IMPACTO NEGATIVO	MEDIDAS AMBIENTALES PROPUESTAS
1. Migración de especies.	Preventivas: Inducción a los trabajadores para evitar la destrucción de lugares de anidación.
	Mitigación: Al termino de la obra los suelos afectados por remoción de capa vegetal deben reponerse.
2. Afectaciones a la salud de los obreros	Preventivas: Uso de equipo de seguridad
	Estimulación: Capacitación sobre seguridad industrial y riesgos de trabajo
3. Alteración de la calidad paisajística.	Compensación: Ajardinamiento de los alrededores de los modulos
5. Contaminación del suelo y del aire con gases de combustión y material particulado.	Preventivas: Mantenimiento de maquinaria
	Preventivas: Humedecimiento de las áreas de trabajo
6. Alteración de la composición del suelo vegetal	Mitigación: Reposición adecuada de los suelos luego del proceso constructivo.

Tabla 48: Potenciales Impactos Negativos y Medidas Ambientales Propuestas
Fuente: Autores.

MEDIDAS AMBIENTALES	DESCRIPCION
Preventivas: Inducción a los trabajadores para evitar la destrucción de lugares de anidación.	Al inicio de la implantación de la obra, y de acuerdo con el LIBRO IV DE LA BIODIVERSIDAD del TULSMA, los obreros seran capacitados sobre el respeto a la flora y fauna de la zona del proyecto.
Mitigación: Al termino de la obra los suelos afectados por remoción de capa vegetal deben reponerse.	El constructor deberá de desplegar acciones tendentes a restituir la cobertura vegetal de la zona afectada por el proyecto.
Preventivas: Uso de equipo de seguridad	Tanto constructor como el fiscalizador deberán controlar que los obreros porten adecuadamente su equipo de seguridad en las áreas
Estimulación: Capacitación sobre seguridad industrial y riesgos de trabajo	Al inicio de la implantación de la obra, y de acuerdo con el Reglamento de Seguridad para la construcción y obras públicas, los trabajadores recibiran la inducción sobre seguridad y salud
Compensación: Ajardinamiento de los alrededores de los modulos	Será tarea del constructor la siembra de plantas oramentales alrededor de los modulos
Preventivas: Mantenimiento de maquinaria	Constructor y fiscalizador deben controlar el buen funcionamiento de la maquinaria a utilizarse en la obra.
Preventivas: Humedecimiento de las áreas de trabajo	Rociar con agua las áreas que serán intervenidas en las actividades constructivas
Mitigación: Reposición adecuada de los suelos luego del proceso constructivo.	Al termino de la etapa constructiva el constructor retirara de las áreas de construcción los materiales sobrantes y las escobreras producidas

Tabla 49: Identificación de las Medidas Ambientales y Descripción de las Mismas
Fuente: Autores.

2.6.8.3 Resumen Indicadores de Verificación y Resultados.

A continuación detallamos en la Tabla 50, los indicadores con sus respectivos verificadores del Sistema de Riego de la Comuna Salamalag Centro, para establecer resultados y responsables en el proceso de ejecución de sistema de riego.

Potenciales Impactos Negativos	Medidas Ambientales	Indicador Objetivo Verificable	Resultados Esperados	Responsable
1. Migración de especies.	Preventivas: Inducción a los trabajadores para evitar la destrucción de lugares de anidación.	Registro de participación de obreros en las charlas de inducción	Respeto a la flora y fauna del área de construcción	Constructor - Fiscalizador
	Mitigación: Al termino de la obra los suelos afectados por remoción de capa vegetal deben reponerse.	Suelos naturales restablecidos	Restablecimiento de la cobertura vegetal	Constructor - Fiscalizador
2. Afectaciones a la salud de los obreros	Preventivas: Uso de equipo de seguridad	Obreros portando sus respectivos equipos	Ausencia de accidentes laborales	Constructor - Fiscalizador
	Estimulación: Capacitación sobre seguridad industrial y riesgos de trabajo	Registro de participación de obreros en las charlas de inducción	Mayor conciencia de los obreros sobre seguridad industrial y riegos de trabajo.	Constructor - Fiscalizador
3. Alteración de la calidad paisajística.	Compensación: Ajardinamiento de los alrededores de los modulos	Plantas ornamentales sembradas	Mejoramiento del entorno alrededor de los modulos	Constructor - Fiscalizador
5. Contaminación del suelo y del aire con gases de combustión y material particulado.	Preventivas: Mantenimiento de maquinaria	Maquinaria en perfecto estado de funcionamiento	Ambiente libre de afectación por emis	Constructor - Fiscalizador
	Preventivas: Humedecimiento de las áreas de trabajo	Ausencia de material particulado	Mejores condiciones de trabajo en las áreas de construcción	Constructor - Fiscalizador
6. Alteración de la composición del suelo vegetal	Mitigación: Reposición adecuada de los suelos luego del proceso constructivo.	Suelos naturales restablecidos	Restablecimiento de la cobertura veg	Constructor - Fiscalizador

Tabla 50: Tabla de Indicadores de Verificación y Resultados
Fuente: Autores.

2.6.8.4 Presupuesto de Ejecución.

ITEM	RUBRO	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
1	Charlas de inducción ambiental	2	$ 250.00	500.00
2	Reposición de capa vegetal	m	$ 10,000.00	10,000.00
3	Equipos de seguridad para obreros	5	$ 50.00	250.00
4	Charlas de Capacitación sobre seguridad industrial y riesgos de trabajo	2	$ 250.00	500.00
5	Ajardinamientos	11	$ 300.00	3,300.00
6	Mantenimiento de maquinaria (filtro, catalizadores, silenciadores)	Global	$ 200.00	200.00
7	Humedecimiento de las áreas de trabajo	m2	$ 10.00	120.00
8	Limpieza adecuada de los suelos luego del proceso constructivo	5	$ 80.00	400.00
			SUMAN:	$ 15,270.00
			IVA: 12%	$ 1,832.40
			TOTAL:	$ 17,102.40

2.6.9 PLAN DE MONITOREO Y SEGUIMIENTO.

Durante la etapa de construcción y limpieza de las áreas de construcción del Sistema de Riego el contratista tiene la obligación de cumplir y hacer cumplir las medidas ambientales diseñadas en el presente estudio como única forma de minimizar o mitigar los impactos negativos que generará la obra.

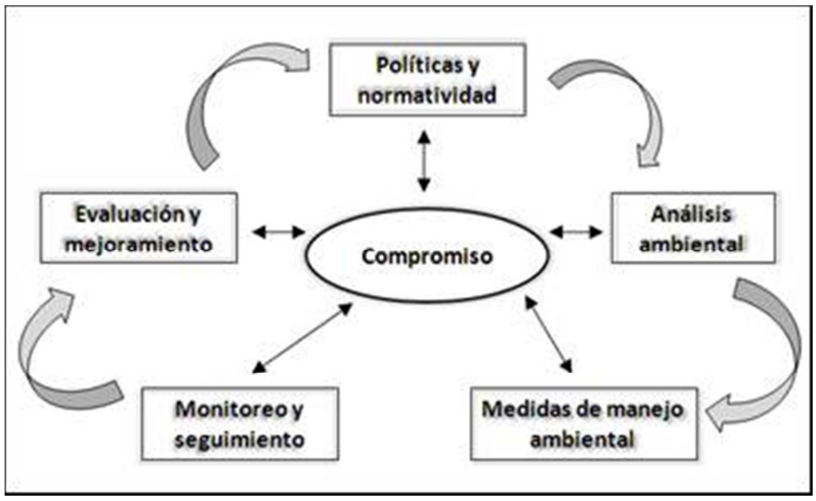


Gráfico 69: Compromiso Ambiental
Fuente: Ministerio Ambiente Ecuador

A continuación se muestra a manera de un flujograma al proceso realizado para desarrollar este estudio de impacto ambiental, al utilizar las respectivas normas ISO – 14001 como normativa para el desarrollo del mismo.

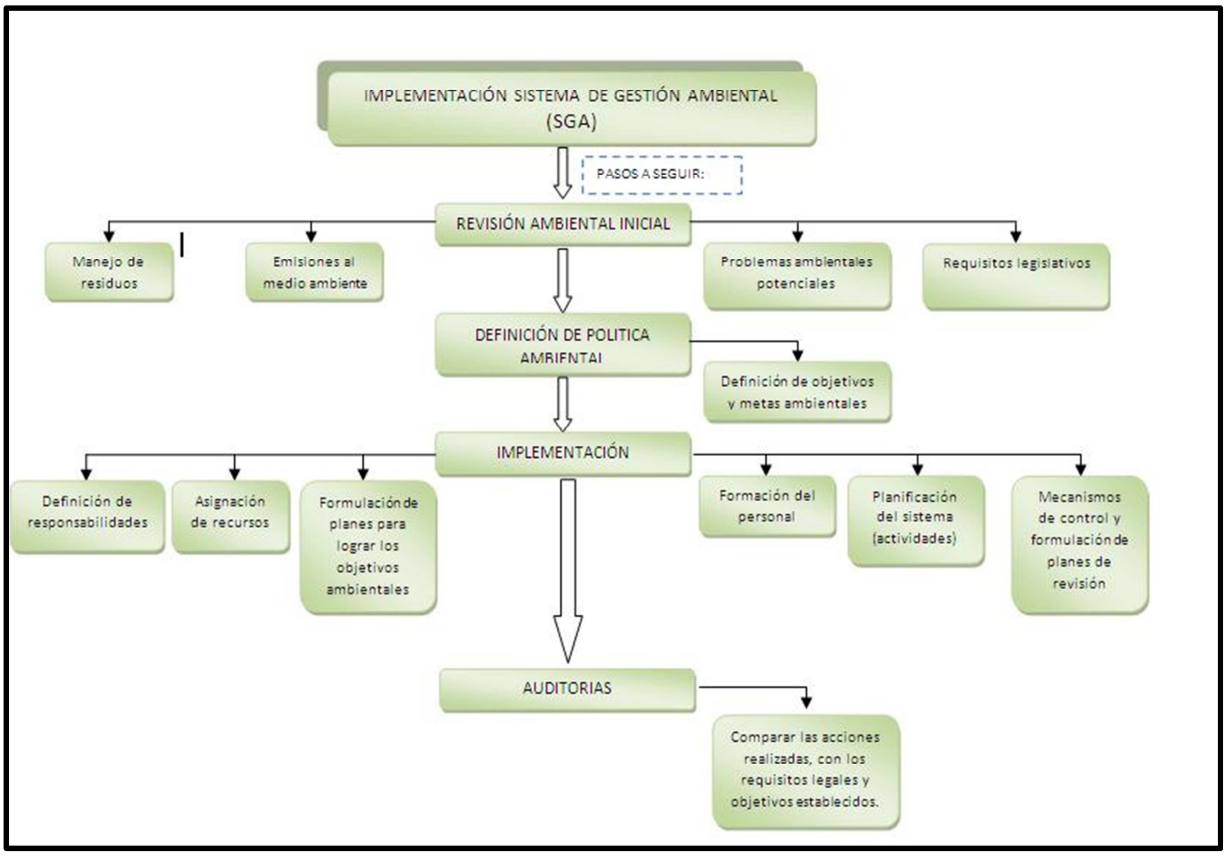


Gráfico 70: Modelo Tipo de Implementación del Sistema de Gestión Ambiental.
Fuente: Normas ISO - 14001

2.7 ESTUDIO EDAFOLÓGICO

2.7.1 ANTECEDENTES

2.7.1.1 Introducción

Dentro de este accionar, la transformación de tierras de secano en áreas productivas bajo riego y que cuenten con riego tecnificado constituye una opción valedera para enfrentar la pobreza y la degradación ambiental a través de la generación de proyectos agropecuarios.

El régimen pluviométrico de las subcuencas: Quebrada Almayda Tingo, Achupalla Huayco y Atapulo tienen una distribución de precipitaciones bimodal, por lo que las fuentes tienen un período húmedo (enero- mayo), un segundo periodo húmedo (octubre-diciembre) y un periodo seco (junio-septiembre).

El suelo en sus parte alta, media y baja se encuentra cubierto de páramo, matorrales y áreas de cultivo. Existen pocos recintos y/o poblaciones en toda su extensión, sobresaliendo la ciudad de Saquisilí y poblaciones pequeñas como: Salamalag Centro, Niñin Cachipata, Maca y Salamalag San Francisco.

El relieve de las subcuencas es bastante pronunciado con cotas que varían desde los 3880 m.s.n.m. hasta los 3433 m.s.n.m. Con la finalidad de optimizar la utilización de este recurso, e incluir bajo un régimen de riego a las tierras colindantes al proyecto se plantea la ejecución de los estudios de un sistema de riego que se adapte a las condiciones topográficas del sector (Salamalag Centro), y cubra con eficiencia y con enfoque de desarrollo integral las necesidades agrícolas de la zona.

2.7.2 OBJETIVO DEL ESTUDIO

Realizar los diseños definitivos de la mejor alternativa para la implantación, operación y mantenimiento de un sistema de riego presurizado (riego a presión) en la zona de influencia del proyecto.

2.7.3 UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

La comuna de Salamalag Centro está ubicada en la provincia de Cotopaxi, al oeste de la ciudad de Saquisilí, en el sector sur de la parroquia de Cochapamba. Es la comuna más próxima a la ciudad de Saquisilí y se localiza entre las siguientes coordenadas:

COORDENADAS		
9908000 N	hasta	9905000 N
752000 E	hasta	753000 E

El área del proyecto, considerada para la Comuna Salamalag Centro tiene una extensión de 155.60 hectáreas, con los siguientes límites:

- Norte: Comunidad Niñin Cachipata
- Sur: Comunidad Maca Grande Cantón Pujilí
- Este: Comunidad de Guanto Grande
- Oeste: Parroquia Guangaje del Cantón Pujilí (Cerro Atapulo)

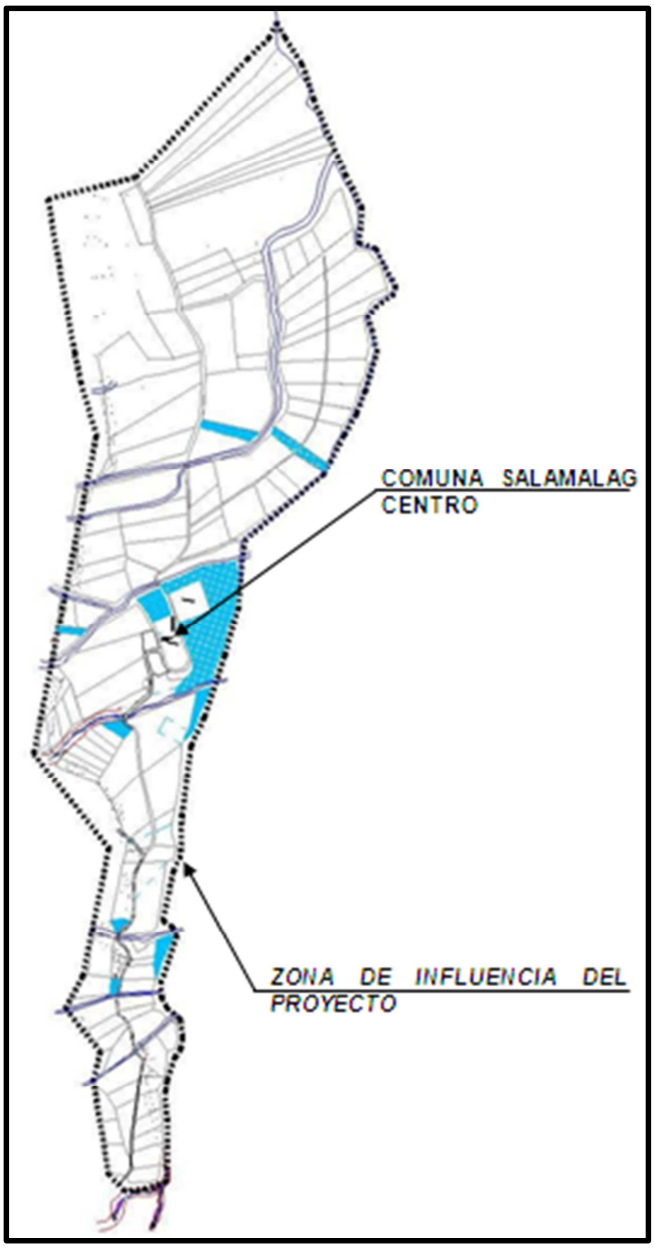


Gráfico No71: Limite y Área del Proyecto
Fuente: Autores.

2.7.4 METODOLOGÍA DEL LEVANTAMIENTO

2.7.4.1 Trabajos preliminares y Recopilación de Información

Previo al trabajo de campo, fue necesario recopilar información bibliográfica, una vez revisada dicha información que sirve de base para iniciar el trabajo de campo, mediante la siguiente metodología:

2.7.4.2 Identificación y ubicación de los suelos a primera vista

Para identificar y ubicar los suelos en donde las características fundamentales de los mismos cambian. Las observaciones preliminares se hicieron con la ayuda del barreno y aprovechando los cortes (vías, caminos, zanjas, construcciones, etc.).

2.7.4.3 Ubicación de calicatas

Una vez identificados las clases de suelos existentes, se eligió los sitios representativos para la ubicación de las calicatas. Suelo representativo es aquel que reúne todas las características físicas observadas en cada tipo de suelo a lo largo de una línea base.

Las dimensiones de las calicatas son variables, depende de la profundidad de los suelos de 1,5 m de largo por 1,5 m de ancho y una profundidad de 1,5 m, dependiendo de la profundidad del horizonte C. Se realizaron 3 calicatas. Adicionalmente se hicieron varias observaciones o verificaciones de los suelos. Las mismas que se encuentran georeferenciados al igual que las calicatas.

2.7.4.4 Escala del levantamiento

Con la información anterior del número de observaciones en el campo y laboratorio se elaboró el mapa de suelos a una escala de 1: 5.000.

2.7.5 MATERIALES EMPLEADOS

2.7.5.1 Materiales para determinar suelos

- Barreno.
- Pala.
- Cuchillo.
- Cinta métrica.
- Navegador Electrónico (GPS).
- Cámara fotográfica.
- Formulario para registro de datos.
- Fundas plásticas para muestras.
- Adhesivos para identificar muestras, marcadores, etc.

2.7.5.2 Laboratorio

Los análisis físico - químicos se realizaron en el Instituto Nacional Autónomo de Investigaciones Agropecuarias (INIAP). Se analizaron 9 muestras para los análisis físico – químico, a continuación se detallan de manera resumida (Anexo No3.6).

REPORTE DE ANALISIS DE SUELOS		
No Muestra Laboratorio	***Nomenclatura***	***Descripción de Nomenclatura***
84963	M-1	Salamalag Alto (Sector Santa María)
84964	M-2	Salamalag Alto (Sector Santa María)
84965	M-3	Salamalag Centro (Centro Poblado)
84966	M-4	Salamalag Centro (Centro Poblado)
84967	M-5	Salamalag Bajo (Chachiyopamba)
84968	M-6	Salamalag Bajo (Chilco Loma)
85278	M-7	Salamalag Alto (Sector Santa María)
85279	M-8	Salamalag Centro (Centro Poblado)
85280	M-9	Salamalag Bajo (Chachiyopamba)
REPORTE DE ANALISIS DE FISICA DE SUELOS		
84963	1	Salamalag Alto (Sector Santa María)
84964	2	Salamalag Centro (Centro Poblado)
84965	3	Salamalag Bajo (Chachiyopamba)

Tabla 51: Descripción de Reportes de Laboratorio de Suelos
Fuente: Análisis de Suelos INIAP.

2.7.6 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SUELO

Los suelos franco arcillo-arenosos son poco profundos, erosionados sobre una capa de cangahua que se encuentra a menos de 1 m de profundidad, con acumulaciones de Carbonato de Calcio (CO3Ca). Se hallan distribuidos en la zona del valle interandino en las zonas un poco altas desde los 3300 hasta los 3500 msnm, generalmente son clasificados como Durodolls y Durostolls.

Esta zona tiene una alta importancia agrícola y ganadera, esto ha causado inclusive que se den cultivos en áreas con pendientes moderadas y fuertes.

De acuerdo a las diferentes limitaciones, estas regiones deberían ser utilizadas para pastizales o bosques. Sin embargo, en casi todas las partes de estas regiones, es posible observar en los meses de mayo, junio y julio, mosaicos de pequeños o grandes campos amarillos de maíz, trigo, cebada, que alternan con los aún verdes hortalizas, alfalfa, fréjol, arveja, con frutales, tierras en descanso y en las partes más húmedas con pastizales, todos ellos cercados con eucalipto, cabuya o lecheros. (Cañadas, 1983)

2.7.7 PROPIEDADES HIDROFÍSICAS

En las calicatas, se tomaron las muestras de los horizontes, para determinar los parámetros hidrofísicos.

2.7.7.1 Densidad aparente

La densidad aparente (también llamada peso específico aparente) es una medida de la porosidad de un suelo. Se determina dividiendo el peso de suelo seco entre el volumen total, de modo que un mayor valor de densidad aparente significará menor porosidad. Se representa como *da* y se mide en gramos por centímetro cúbico (g/cm^3) o en toneladas por metro cúbico (t/m^3).

La densidad aparente es importante porque determina la compactación y la facilidad de circulación de agua y aire. A efectos de riego conocer su valor es esencial porque caracteriza la capacidad de almacenaje de agua en el suelo.

Es necesario saber que su valor no es inmutable sino que varía según los cambios que se produzcan en el suelo respecto al volumen de poros. Por ejemplo, la compactación por la labranza, o la disminución de materia orgánica disminuyen el volumen de poros e incrementan la densidad aparente.

En la Tabla 52 se muestran valores medios y rangos de variación para diferentes texturas del suelo, los cuales constituyen una aproximación suficiente a efectos de diseño.

El contenido de agua en el suelo puede expresarse de tres maneras diferentes:

a. En altura de lámina de agua

El agua contenida en un volumen de suelo (el volumen total, el de las partículas del suelo más el de los poros) también puede una altura h, como muestra la Gráfico 2. Si esta podríamos expresar el contenido en humedad altura h fuera de por ejemplo 150 mm, de este suelo como 150 mm en 1 m de profundidad de suelo, o más abreviadamente150 mm/m.

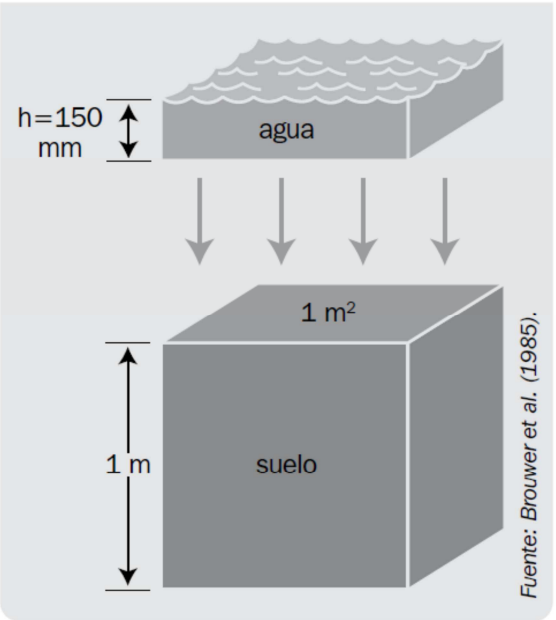


Gráfico 72: Contenido de Agua en el Suelo Expresado en Altura de Lámina de Agua
Fuente: Brouwer et. (1985).

b. *Humedad Volumétrica (θv)*

Podemos expresar el contenido de agua en el suelo relacionando el volumen de agua con el volumen total de suelo:

$$\theta_v = \frac{V_a}{V_t} \times 100$$

En el ejemplo de arriba, 1 m3 de suelo (1 m^2 de superficie por 1 m de profundidad), contiene 0.150 m^3 de agua (150 mm de altura de lámina de agua = 0.150 m por 1 m^2 de superficie). Podemos entonces expresar la humedad volumétrica como:

$$\theta_v = \frac{0.150\ m^3 \text{ de agua}}{1\ m^3 \text{ de suelo}} \times 100 = 15\%$$

c. *Humedad Gravimétrica (θg)*

Por último, podemos expresar la humedad del suelo como el peso de agua en relación con el peso de las partículas sólidas:

$$\theta_g = \frac{P_a}{P_s} \times 100$$

Siguiendo con el ejemplo, el peso de agua contenida en el suelo sería:

$$P_a = V_a \times d_{agua} = 0.150\ m^3 \times 1\ kg/L$$
$$= 150\ L \times 1\ kg/L = 150\ kg$$

Donde d_{agua} es la densidad del agua que como sabemos es 1 kg/L = 1 g/cm^3. Por otra parte, de la expresión de la da podemos conocer el peso de las partículas sólidas a partir del volumen total del suelo. Suponiendo que el suelo del ejemplo tuviera una *da* igual a 1.5 t/m^3:

$$P_s = d_a \times V_t = 1.5\ t/m^3 \times 1\ m^3$$
$$= 1.5\ t = 1{,}500\ kg$$

Por tanto, la humedad gravimétrica será:

$$\theta_g = \frac{150 \text{ kg de agua}}{1{,}500 \text{ kg de partículas}} \times 100 = 10\%$$

La humedad gravimétrica es la manera más estandarizada de expresar el contenido de agua en el suelo, ya que su valor es independiente de la estructura de este. No obstante, consideramos necesario conocer las tres maneras de expresar el contenido en humedad dado que todas aparecen habitualmente en la literatura existente.

Las relaciones entre las tres medidas son:

$$\theta_v\ (\%) = \theta_g\ (\%) \times d_a\ (g/cm^3)$$

$$mm/m = 10 \times \theta_v\ (\%)$$

$$mm/m = 10 \times \theta_g\ (\%) \times d_a\ (g/cm^3)$$

Podemos comprobar con los datos del ejemplo como en efecto:

$$15\%\ (\theta_v) = 10\%\ (\theta_g) \times 1.5\ g/cm^3$$

$$150\ mm/m = 10 \times 15\%\ (\theta_v)$$

$$150\ mm/m = 10 \times 10\%\ (\theta_v) \times 1.5\ g/cm^3$$

En función de la proporción de agua en los poros del suelo, y su disponibilidad para las plantas, se definen los siguientes niveles de humedad:

2.7.7.2 Saturación

Al ocurrir una lluvia o un riego todos los poros se llenan de agua (Gráfico 73.a). El contenido de humedad es el máximo posible en ese suelo. La mayoría de cultivos no pueden sobrevivir más de entre dos y cinco días en condiciones de saturación, siendo el arroz la principal excepción.

Una vez que la lluvia o el riego han terminado, parte del agua presente en los poros se empezará a mover hacia abajo por gravedad. Este proceso se denomina drenaje o percolación, y suele durar entre unas pocas horas en el caso de los suelos arenosos, y dos o tres días en el caso de los arcillosos.

2.7.7.3 Capacidad de campo (CC)

Es el máximo nivel de humedad que el suelo puede retener, es decir, el contenido de humedad del suelo una vez que el drenaje ha terminado. En este estado de humedad los poros grandes contienen tanto aire como agua, mientras que los más pequeños están aún repletos de agua (Gráfico 73.b). A capacidad de campo, se considera que el contenido de humedad del suelo es el ideal para el crecimiento de los cultivos. Se expresa en porcentaje de volumen de agua.

A continuación detallamos las fórmulas utilizadas en el cálculo de capacidad de campo.

1. Fórmula propuesta por la FAO para Latinoamérica, en primera instancia aplicada en México.

$$CC = 0.555 * Arcilla(\%) + 0.187 * Limo(\%) + 0.027 * Arena(\%)$$

2. Por medio de regresiones múltiples la FAO propone para Colombia, Ecuador y Perú las siguientes ecuaciones.

$$CC = 18.448 - 0.125 * Arena(\%) + 1.932 * MO(\%) + 0.295 * Arcilla(\%).$$
$$CC = 9.879 + 3.558 * MO(\%) + 0.336 * Arcilla(\%)$$
$$CC = 8.658 + 2.571 * MO(\%) + 0.296 * Limo(\%)$$

3. Ecuaciones de uso general recomendada por la literatura revisa, propuestas por los Dres. Bodman y Mahmud.

$$CC = 0.023 * Arena(\%) + 0.25 * Limo(\%) + 0.61 * Arcilla(\%)$$
$$CC = 21.977 - 0.186 * Arena(\%) + 2.601 * MO(\%) + 0.127 * Arcilla(\%)$$

2.7.7.4 Punto de marchitez (PMP)

Si el suelo no recibe nuevos aportes de agua, la evaporación desde el suelo y la extracción por parte de las raíces hacen que el agua almacenada disminuya poco a poco. Cuanto más se seca el suelo, más firmemente es retenida el agua por el suelo, y más difícil resulta para las plantas extraerla.

Llegará un momento en que la extracción del agua por parte de las plantas no es suficiente para cubrir sus necesidades y empiezan a marchitarse y finalmente mueren. El suelo aun contiene cierto nivel de humedad, pero resulta imposible para las raíces de las plantas succionar el agua que queda (Gráfico 73.c).

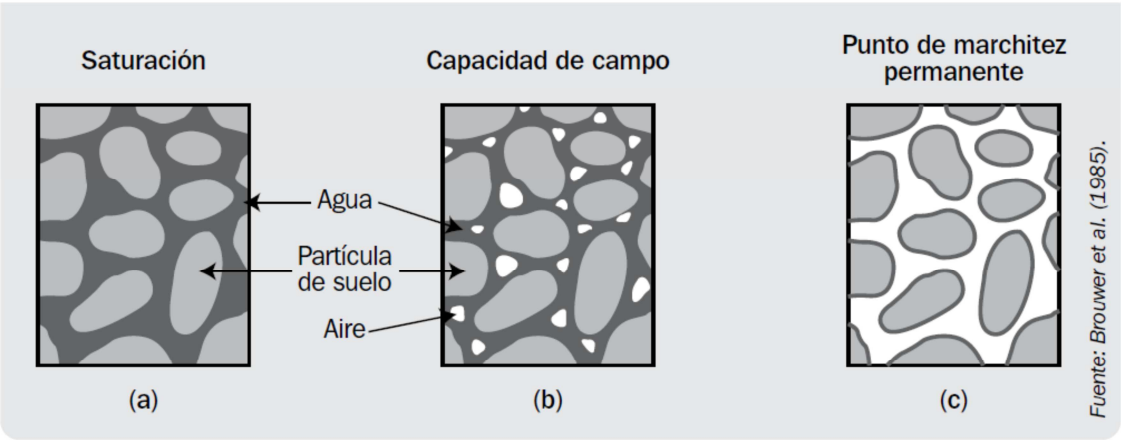


Gráfico 73: Estados de Humedad del Suelo
Fuente: Brouwer et. (1985).

A continuación detallamos las fórmulas utilizadas en el cálculo del Punto de Marchitez Permanente.

1. Fórmula propuesta por la FAO para Latinoamérica, en primera instancia aplicada en México.

$$PMP = \frac{CC}{1.84} = \frac{CC}{2}$$

2. Por medio de regresiones múltiples la FAO propone para Colombia, Ecuador y Perú las siguientes ecuaciones.

$$PMP = -2.177 + 0.393 * Arcilla(\%) + 1.206 * MO(\%)$$
$$PMP = -0.861 + 0.257 * Arcilla(\%) + 2.440 * MO(\%) + 0.047 * Arena(\%)$$

3. Ecuaciones de uso general recomendada por la literatura revisa, propuestas por los Dres. Bodman, Mahmud y Silva (1998)

$$PMP = -58.1313 + 0.3718 * MO(\%) + 0.5682 * Arena(\%) + 0.6414 * Limo(\%) + 0.9755 * Arcilla(\%)$$
$$PMP = -5 + 0.74 * CC$$

2.7.7.5 Agua utilizable (AU- IHD)

La cantidad de agua almacenada en el suelo puede compararse con la cantidad de agua que puede extraerse de la llave de un barril lleno de agua y que consta también de un drenaje (similar a los rebalses de los tanques de agua):

Cuando el suelo está saturado, el barril está lleno, pero parte del agua drena rápidamente antes de que las plantas puedan utilizarla (Gráfico 43.a).

Cuando el exceso de agua ha terminado de drenar (“se ha ido por el rebalse”), el suelo está a capacidad de campo. Las raíces de los cultivos extraerán agua de lo que queda en el “barril” (Gráfico 43.b).

Cuando se alcanza el punto de marchitez permanente, aunque el “barril” contiene aun cierta cantidad de agua, esta no está disponible para el cultivo (Gráfico 43.c).

Los niveles de humedad correspondiente a la CC y el PMP dependerán de la textura del suelo, pues dependen de la porosidad y esta a su vez es función del tipo de suelo. En la Tabla 52 aparecen los valores de CC y PMP expresados como θg para las diferentes texturas de suelo.

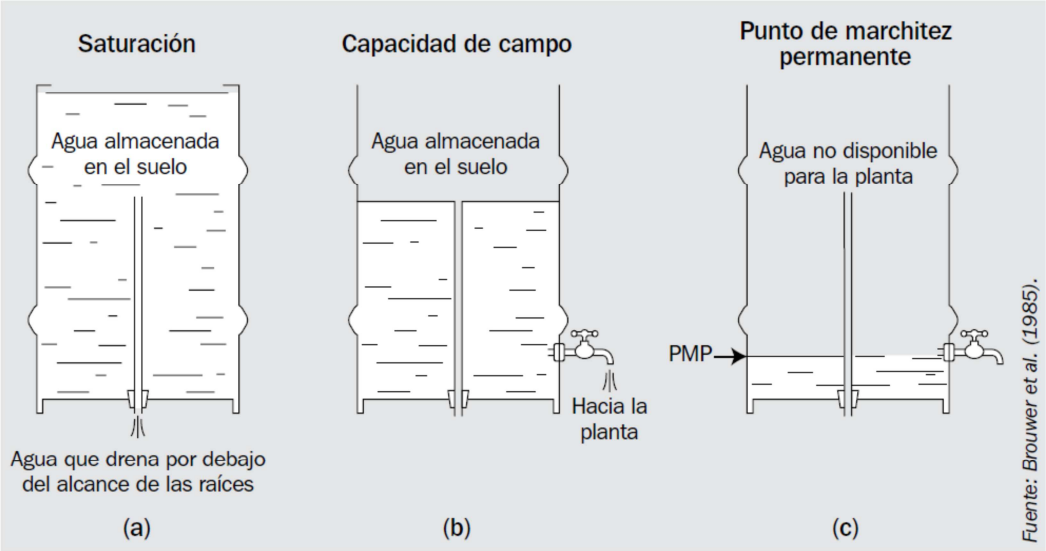


Gráfico No74: Símil entre el Suelo y un Barril de Agua
Fuente: Brouwr et. (1985)

Podemos definir el ***agua utilizable por los cultivos (AU) o intervalo de humedad disponible (IHD)*** como la diferencia entre la capacidad de campo y el punto de marchitez permanente:

$$AU = CC - PMP$$

Donde AU estará expresado en las mismas unidades que lo estén la CC y el PMP, ya sea θv, θg, o mm/m. Dado que la CC y el PMP dependen de la textura del suelo, también dependerá de ella el agua utilizable tal y como muestra la Gráfico 5.

Recordemos que para el estudio de estas tres maneras de expresar el contenido de agua del suelo tomamos 1 m de profundidad del mismo. Normalmente la profundidad de suelo que se toma es la de profundidad radicular efectiva (pr) del cultivo considerado.

Así, la expresión anterior queda como:

$$AU = (CC - PMP) \times p_r\ (m)$$

En la Tabla 53 se muestran los valores de la profundidad efectiva radicular de los cultivos más comunes.

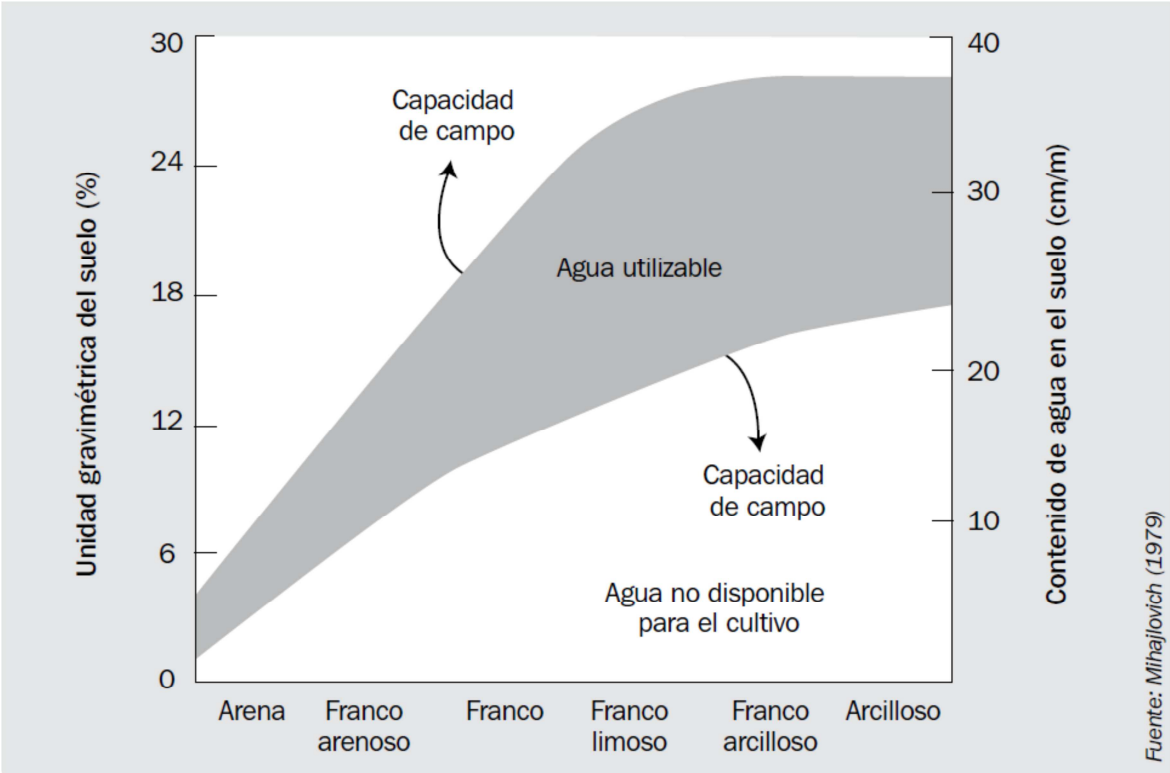


Gráfico 75: Relación General entre Textura y Características de Agua en el Suelo.
Fuente: Mihajlowich (1979).

Textura del suelo	Densidad aparente (g/cm³)	Capacidad de campo (% θ g)	Punto de marchitez permanente (% θ g)	Infiltración básica (mm/h)
Arenoso	1.65 (1.55 – 1.90)	9 (6 – 12)	4 (2 – 6)	50 (25 – 250)
Franco arenoso	1.50 (1.40 – 1.60)	14 (10 – 18)	6 (4 – 8)	25 (13 – 75)
Franco	1.40 (1.35 – 1.50)	22 (18 – 26)	10 (8 – 12)	13 (8 – 20)
Franco arcilloso	1.35 (1.30 – 1.40)	27 (23 – 31)	13 (11 – 15)	8 (2.5 – 15)
Arcilloso	1.25 (1.20 – 1.30)	35 (31 – 39)	17 (15 – 19)	5 (1.3 – 10)

Fuente: Mihajlovich (1979).

Tabla 52: Resumen de las Propiedades Físicas de los Suelos
Fuente: Mihajlovich.(1979)

Cultivo	Profundidad efectiva (cm)	Cultivo	Profundidad efectiva (cm)
Banana	50 – 90	Repollo	40 – 50
Melón	100 - 150	Pepino	70 – 120
Cítricos	120 - 150	Otras hortalizas	30 - 60
Olivo	100 - 150	Frijol	50 - 90
Vid	75 - 180	Otras leguminosas	50 - 125
Otros frutales	100 - 200	Maíz	75 - 160
Fresa	20 - 30	Cereales	60 - 150
Cebolla	30 – 75	Alfalfa	90 - 180
Pimiento, tomate	40 - 100	Otros pastos	60 - 100
Piña	30 - 60	Palma	70 – 110
Chile	50 – 100	Papa	40 - 60
Sorgo	100 – 200	Camote	100 - 150

Tabla 53: Profundidad Radicular Efectiva de los Cultivos más Comunes
Fuente: Mihajlovich. (1979)

En las siguientes tablas se indican los resultados de Capacidad de Campo, Punto de Marchitez y Densidad Aparente de los suelos analizados.

RESUMEN DE DATOS PARA UTILIZACION EN CALCULOS

CAPACIDAD DE CAMPO	***CC (%)***	***PMP(%)***
Metodo de Laboratorio	18.8	10.2
Programa Meteopresicion	15.9	7.2
Ecuaciones Varios Autores	17.7	8.4
PROMEDIO DEL SECTOR =	***17.5***	***8.6***

Tabla 54: Valores Promedios de CC y PMP
Fuente: INIAP y Autores (2011)

RESUMEN DE DATOS PARA UTILIZACION EN CALCULOS

DENSIDAD APARENTE	***(g / cm^3)***
Segun Israelsen y Hansen	1.60
Programa Meteopresicion	1.43
PROMEDIO DEL SECTOR =	***1.52***

Tabla 55: Valores Promedio de Densidad Aparente.
Fuente: INIAP y Autores (2011)

2.7.8 VERIFICACIONES DE SUELOS

Se realizó la verificación de los suelos representados por las calicatas mediante transectos (muestras) que van desde la parte alta hasta la baja. La verificación de suelos comprende observaciones de perfiles a través de barrenaciones, cortes de vías, caminos, zanjas, etc. Se elaboró una matriz con varios parámetros de suelos como:

- Código de GPS
- Propietario
- Tipo de acceso
- Pendiente longitudinal %
- Presencia de quebrada o canal
- Clase de drenaje
- Cultivos
- Observaciones

2.7.9 CLASIFICACIÓN DE SUELOS

2.7.9.1 Mapa de Suelos (Taxonomía)

El cartografiar suelos contempla una serie de etapas, que van desde una fase previa de recolección de información bibliográfica e información básica y temática correspondiente a topografía, edafología y otros afines, hasta la delimitación misma de las unidades edafológicas en un mapa, mediante los recorridos exploratorios y de recolección de información física y química, con la lectura de calicatas y verificaciones realizadas.

Para la clasificación de los suelos, se utilizó el sistema de la Base Referencial Mundial del Recurso Suelo (WRB). Que fue publicada en período 1998 y la última modificación se realizó en el 2006, la WRB se constituyó en la referencia de nomenclatura de suelos y clasificación de suelos oficial para la Comisión Europea y fue adoptada por la Asociación de Africa Occidental y Central de Ciencia del Suelo, como la herramienta preferida para armonizar e intercambiar información de suelos en la región. En la segunda edición, se introdujeron los Tecnosoles y Stagnosoles, llevando a 32 Grupos de Suelos de Referencia (GSR) en vez de 30.

La clasificación de suelos se basa en propiedades del suelo definidas en términos de horizontes, propiedades y materiales de diagnóstico, las que en lo posible deberían ser medibles y observables en el campo.

Comprende dos grados de detalle categórico:

- La ***Base Referencial***, limitada sólo al primer nivel y que tiene 32 Grupos de Suelo de Referencia (GSR);
- El ***Sistema de Clasificación en Base a la Referencia Mundial del Recurso Suelo (WRB)***, que consiste de combinaciones de un conjunto de calificadores grupo I y grupo II con una definición única y agregados al nombre del GSR, permitiendo la caracterización y clasificación muy precisas de los perfiles de suelos individuales

2.7.9.2 Descripción de los suelos

Los suelos que se han determinado en el área de estudio que comprende un área aproximada de 155.60 ha, han sido clasificados dentro de una Orden Taxonómica que es: los Molisoles que cubren un área de directa de 121.42 ha (78%) y un área indirecta de 34.18 ha (22%) respectivamente. (Gráfico 76).

Molisoles

Representan la mayoría de los suelos, ubicándose desde la parte baja – media hasta la parte alta de la franja de estudio. En su mayoría son suelos de color negro, muy comunes en las áreas de praderas que han dado lugar a la formación de un horizonte superior de gran espesor. Estos suelos también presentan procesos de traslocación de arcillas que permitirían la formación de un horizonte de iluviación (Consiste en la migración mecánica de las arcillas de los horizontes superficiales a los horizontes profundos del perfil).

- **Suborden Ustolls**

  Durustolls (Mc2): se encuentran en zonas secas y templadas, en que la Cangahua subyacente se halla a un metro de profundidad y bajo un nivel pardo oscuro de carbonato de calcio, y pH neutro ligeramente alcalino. Están dispuestos al norte y centro del Callejón Interandino.

2.7.10 MAPA EDAFOLÓGICO

El resultado del estudio Edafológico se refleja en el Mapa de suelos del área de influencia del proyecto, tal como se presenta en la Gráfico 6 y en el anexo No 2.7, empleados para definir sus características.

Según los datos obtenidos de los mapas anteriormente citados es necesario definir los siguientes parámetros, el mismo que es necesario para incrementar la producción del sector del proyecto.

Se debe tener la precaución de comprar semilla que pertenezca a la categoría "registrada", la misma que permite utilizarla en todo el potencial genético de la variedad y obtener de ella semilla certificada, para entregar a los papicultores una semilla de buena calidad, que permite el cultivo, por dos o tres ciclos adicionales. La semilla debe ser adquirida con unos 30 a 60 días antes de la fecha de siembra. La compra anticipada permitirá hacer un manejo de acuerdo a las necesidades de cultivo; esto es, acelerar o retardar su germinación.

Para la siembra, es necesario contar con semilla que haya desarrollado brotes múltiples y vigorosos, con una longitud de 1 a 2 centímetros.

La densidad de siembra es importante, cuando se trata de multiplicar semilla de calidad. Se recomienda distancias de 1 m entre surcos y 0,25 m entre plantas; con esta distancia se tiene una densidad de 40.000 plantas/ha. Si se utilizan tubérculos-semillas de 60 g, en promedio, se necesitan 2.400 Kg. de semilla (52,8 qq). Con esta densidad y utilizando semilla de brotación múltiple, se puede obtener un número adecuado de tallos principales por hectárea que coadyuvan para lograr una buena producción, es decir, rendimientos de alrededor de 20 t/ha, y una tasa de extracción de 65 a 70% de semilla.

Los beneficios de tener altas densidades de siembra para producción de semilla se resumen en:

- Una alta densidad de tallos, produce un mayor número de tubérculos de menor tamaño.

- Mayor número de tubérculos hace que tengamos una alta tasa de extracción de semilla (65 a 70%).

Fertilización: es otro factor que debe tomarse en cuenta en la siembra es la fertilización; esta debe realizarse de acuerdo a los siguientes criterios:

- A base del análisis químico del suelo, se aplican fertilizantes químicos; una guía de la cantidad de fertilizantes a aplicados se presenta en el Cuadro A.

- El Nitrógeno se aplica dividiéndolo en dos partes: 50% al momento de la siembra y el resto a los 45 días, aproximadamente, después de la siembra.

- Los otros elementos nutricionales (fósforo, potasio y azufre) se aplican en su totalidad al momento de la siembra.

- De ser necesario, se realizan fertilizaciones foliares al momento de ejecutar los controles fitosanitarios. Es preferible utilizar productos de formulación completa.

Interpretación del análisis de suelo	Fertilización que se debe aplicar (Kg/ha)			
	N	P_2O_5	K_2O	S
Bajo	150 a 200	300 a 400	100 a 150	40 a 60
Medio	100 a 150	200 a 300	60 a 100	20 a 40
Alto	50 a 100	60 a 200	30 a 60	1 a 20

Fuente: Fertilización del Cultivo de Papa. 1998.

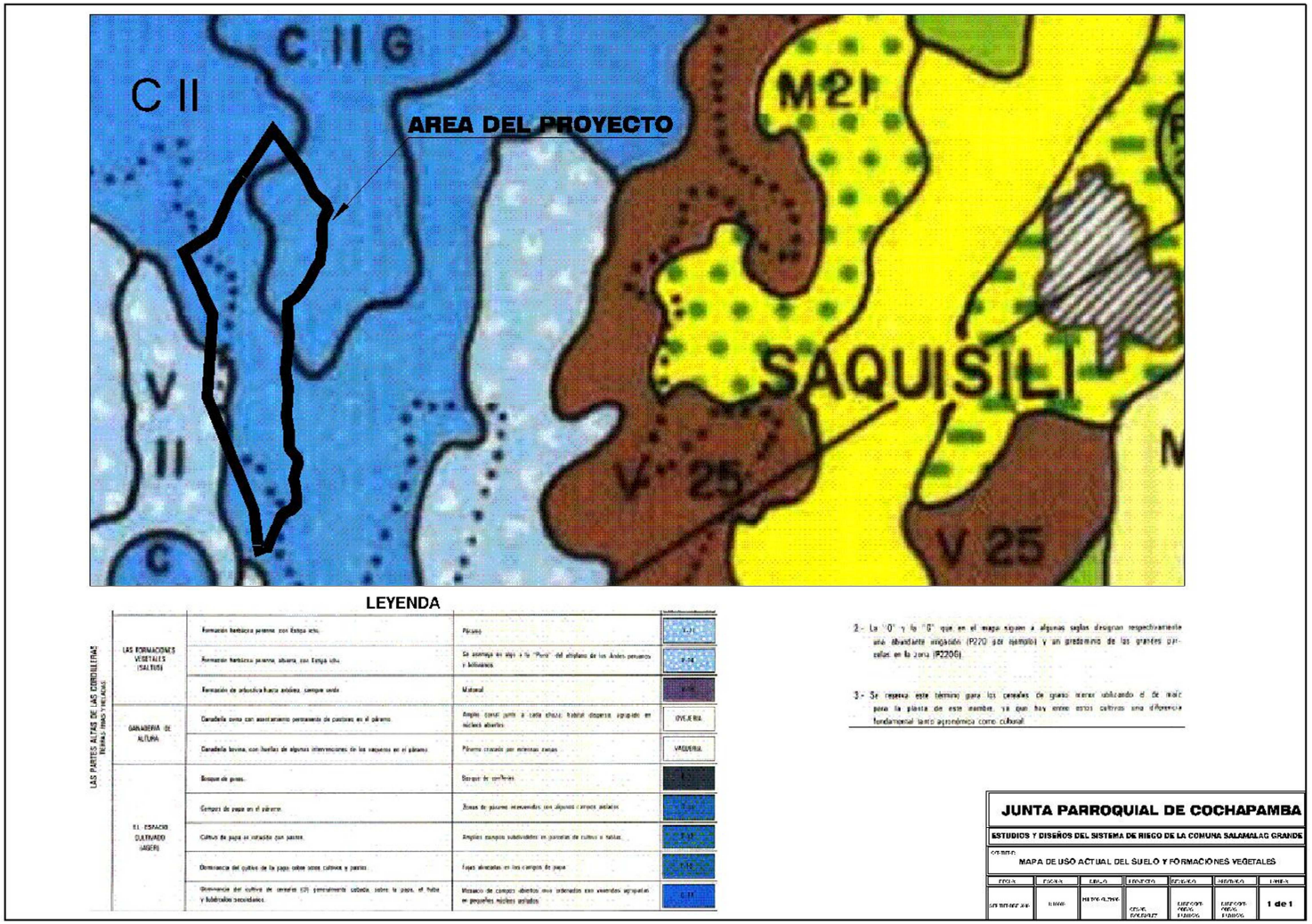


Gráfico No76: Características de los Suelos del Proyecto
Fuente: MAGAP

Del Gráfico No 76, se desprende las siguientes caracteristicas de los suelos agronómicos de lugar del proyecto de riego “Comuna Salamalag Centro”.

CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS DEL PROYECTO								
CLASIFICACION DEL SUELO SOIL TAXONOMY (USDA)			MATERIAL DE ORIGEN	CLIMA ZONAS DE HUMEDAD	TEMPERATURA	FISIOGRAFIA Y RELIEVE	CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS	SIMBOLOGIA
ORDEN	SUBORDEN	GRUPO MAYOR						
Mollisoles: suelos minerales con superficie muy oscura, de gran espesor y rica en CO(Epipedon Mollico); con presencia de algunos horizontes de mayor desarrollo pedogenetico; ricos en bases de alta fertilidad.	***Ustolis***: de area subhumedas o secas, con sequias frecuentes y fuertes.	***Durostolls***	***Proyecciones volcanicas: ceniza antigua, dura y cementada (Cangahua)***	SECO	TEMPLADO	Relieve ondulado a colinado de las vertientes y partes bajas del norte y centro de la Cordillera Occidental	Duripan (Cangahua) a menos de 1 m de profundidad; pardos; arcillo - arenoso; ph nuetro a ligeramente alcalino con CO_3Ca	***Mc2***

Matriz No2: Características de los Suelos del Proyecto
Fuente: MAGAP

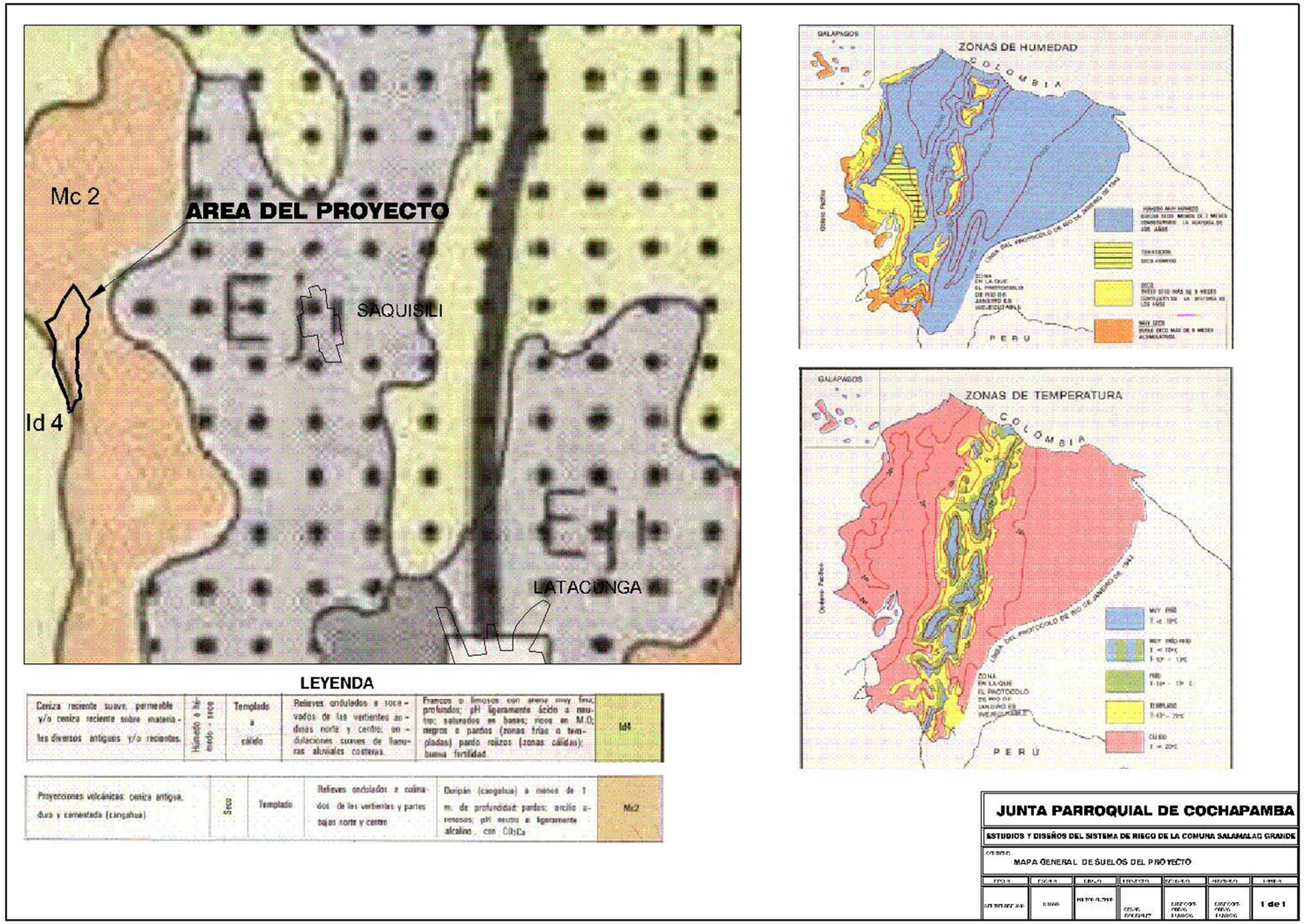


Gráfico 77: Uso Actual del Suelo y Formaciones Vegetales del Proyecto
Fuente: MAGAP

Del Gráfico No 77, se desprende las siguientes caracteristicas de los suelos agronómicos de lugar del proyecto de riego “Comuna Salamalag Centro”.

USO ACTUAL DEL SUELO Y FORMACIONES VEGETALES DEL PROYECTO									
Gosistemas y Tipo de Utilizcion		***Definicion***	***Paisaje***	***Nomenclatura***	***Gosistemas y Tipo de Utilizcion***		***Definicion***	***Paisaje***	***Nomenclatura***
Las partes altas de la cordillera (Tierras frias y heladas)	Espacios Cultivados (AGER)	Dominacia del cultivo de cereales(3) generalmente cevada, sobre la papa, el haba y tuberculos secundarios	Mosaico de Campos abiertos muy ordenados con viviendas agrupadas en pequenos nucleos aislados.	***C11***	Las partes altas de la cordillera (Tierras frias y heladas)	Las formaciones vegetales (Saltus)	Formacion herbacea perenne, con Estipa ichu	Paramo	***V11***

Matriz No3: Uso Actual del Suelo y Formaciones Vegetales
Fuente: MAGAP

2.8 ESTUDIOS AGRONÓMICOS-ROTACIÓN DE CULTIVOS

La determinación de los requerimientos de agua a ser utilizados en un sistema de riego, está directamente ligada al tipo de cultivos que serán implementados en la zona. En este sentido es de suma importancia el establecimiento del plan de cultivos que será implementado en la región.

Es importante resaltar que el plan de cultivos debe reflejar la tendencia de uso de suelo actual y futura.

2.8.1 ROTACIÓN DE CULTIVOS

En forma paralela al levantamiento del deslinde predial, se ha levantado información correspondiente al uso del suelo actual, a través del cual se establece los principales cultivos que están siendo usados en la zona.

De este análisis, se establece que en la zona predominan los cultivos de: papas, habas, arveja, maíz, zanahoria, pasto y otras hortalizas. Un gran porcentaje de los terrenos al momento se encuentran sin cultivar.

Para efectos de la determinación de los requerimientos de riego, se ha tomado como referencia un sistema de poli cultivo de papas, maíz, hortalizas, trigo, cebada y alfalfa. Para el presente caso no se considera la inclusión de una rotación de cultivos debido a su baja influencia sobre el valor total de las necesidades.

2.8.2 COEFICIENTE DEL CULTIVO (KC)

El elemento básico principal para el estudio de un proyecto de riego son las necesidades de agua de los cultivos. La suma de las necesidades de todos los cultivos existentes dentro de una superficie determinada al interior del perímetro regable determina la necesidad total de agua del proyecto.

Los cultivos se desarrollan no de una manera regular, sino de una forma dinámica y acorde a las condiciones de su entorno. Por esta razón, el consumo de agua y por ende la determinación de las necesidades de agua de los cultivos, sigue el ritmo señalado y es necesario conocer su variación con una adecuada aproximación.

Para establecer de forma cuantitativa las necesidades de agua de los cultivos es necesario conocer los valores por fases del ciclo de cultivos tanto para evaporación de la superficie del suelo como de transpiración (agua de constitución, agua de vegetación) que definen en forma conjunta el uso consuntivo.

El factor Kc se introduce con la finalidad de tener en cuenta los efectos de las características de los cultivos sobre sus necesidades de agua, el valor de Kc representa la evapotranspiración de un cultivo en condiciones óptimas y que produzca rendimientos óptimos. El valor de Kc varía con las características del cultivo, el ritmo de desarrollo y la duración del período vegetativo.

Para todos los cultivos de campo anuales el período de crecimiento puede ser dividido dentro de los siguientes estados:

- **Fase inicial:** germinación y crecimiento inicial, cuando la superficie del suelo está cubierta apenas o nada por el cultivo, es decir una cobertura menor al 10%.

- **Fase de crecimiento (desarrollo):** desde el final de la fase inicial hasta que se llegue a una cobertura total de la superficie del suelo (el cultivo da sombra al 80 % de la superficie del suelo cuando los rayos de sol caen directamente).

- **Fase de mediados del período:** desde que se obtiene la cubierta sombreada efectiva completa hasta el momento de iniciarse la maduración.

- **Fase de finales del período:** desde el final de la anterior hasta que se llega a la plena maduración o a la recolección del fruto.

La evapotranspiración del cultivo (ETc) varía según el desarrollo del cultivo. La curva típica de Kc se presenta en la Gráfico 8; como se puede observar, son necesarios tres valores de Kc para definir la curva del coeficiente del cultivo, y estos se definen como:

- Kc inicial: es el coeficiente del cultivo correspondiente a la fase inicial del ciclo vegetativo.
- Kc mediados: es el valor de Kc correspondiente a la fase media.
- Kc final: corresponde al coeficiente del cultivo al final del ciclo vegetativo, es decir al momento de la cosecha.

La profundidad de raíces también varía, desde un mínimo al momento de la siembra hasta un valor máximo al final de la fase de desarrollo, cuando el cultivo se ha desarrollado completamente.

Para el caso del proyecto, como se especificó anteriormente y con base a la información recopilada en paralelo al levantamiento del deslinde predial se ha determinado los principales cultivos implementados en la zona que corresponden a papa, zanahoria y maíz.

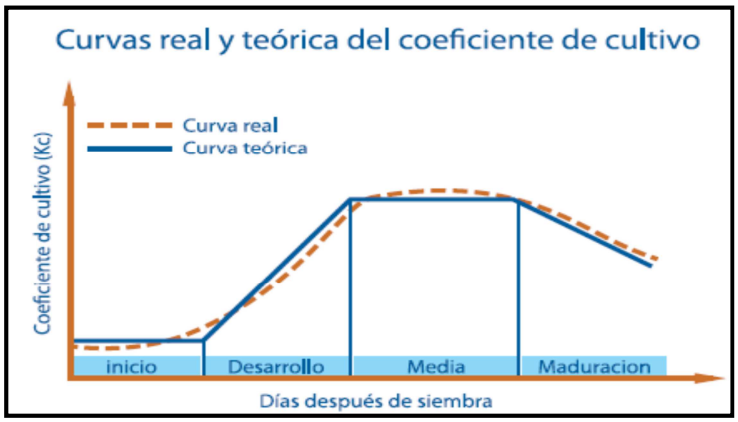


Gráfico 78: Curvas del Coeficiente de Cultivo
Fuente: FAO

En la Tabla 56, se presentan los periodos de duración de los cultivos de maíz, papa, trigo y cebada, desde la siembra hasta la cosecha, además de los meses tradicionales en los que se siembra, en función de la ocurrencia natural de lluvias.

CULTIVO	PERIODO DE SIEMBRA - COSECHA (meses)	DIAS	MESES DE SIEMBRA
Maiz	5 a 6	150 - 180	Septiembre
Papas	6 a 7	180 - 210	Diciembre
Trigo - Cebada	5 a 6	150 - 180	Enero

Tabla 56: Duracion del Periodo de Siembra y Cosecha de Cultivos

Fuente: FAO (Evaporaci'on de Cultivo, Roma 2006)

En las tablas 57,58 y 59, se presentan los coeficientes de cultivo a usarse en función de las etapas de crecimiento de cada tipo de cultivo. Además, se identifican los ciclos vegetales que se ajustan a la duración definitiva por la experiencia de los agricultores de la comunidad. En las Gráficos 79, 80 y 81 se presentan las curvas de crecimiento de estos cultivos.

CULTIVO: MAIZ SUAVE																									
Ciclo Vegetal	Días	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	210	220	230	240
7 meses	Kc	0.29	0.37	0.47	0.57	0.67	0.77	0.86	0.94	1.00	1.04	1.05	1.05	1.03	0.99	0.93	0.85	0.76	0.68	0.59	0.51	0.45			
8 meses	Kc	0.29	0.37	0.45	0.54	0.63	0.71	0.80	0.88	0.94	0.99	1.03	1.05	1.05	1.05	1.03	0.99	0.94	0.87	0.80	0.72	0.64	0.57	0.51	0.45

Tabla 57: Coeficiente de Cultivo para la Duración de Crecimiento de 7 a 8 Meses Maíz Suave
Fuente: MAGAP (2000)

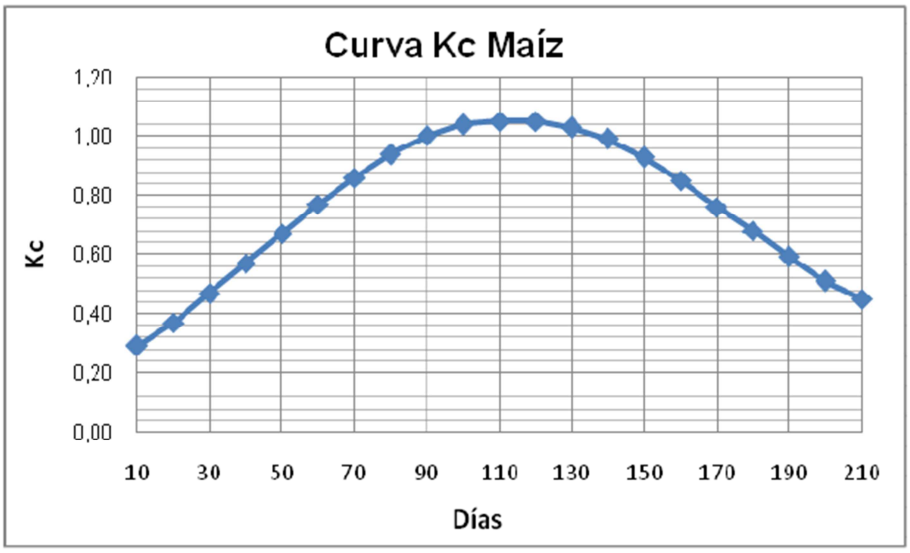


Gráfico 79: Curva de Crecimiento del Maíz Suave
Fuente: MAGAP (2000)

CULTIVO: TRIGO Y CEBADA																									
Ciclo Vegetal	Días	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	19	200	210	220	230	240
6 meses	Kc	0.20	0.27	0.36	0.48	0.60	0.72	0.84	0.93	1.01	1.04	1.05	1.04	0.98	0.85	0.67	0.46	0.31	0.20						
7 meses	Kc	0.20	0.24	0.32	0.41	0.51	0.62	0.73	0.84	0.93	0.99	1.03	1.05	1.04	1.01	0.93	0.79	0.63	0.50	0.36	0.26	0.20			
8 meses	Kc	0.20	0.26	0.33	0.41	0.49	0.57	0.66	0.75	0.83	0.91	0.97	1.02	1.05	1.05	1.04	1.00	0.92	0.80	0.67	0.54	0.43	0.32	0.25	0.20

Tabla 58: Coeficiente de Cultivo para la Duración de Crecimiento de 6, 7 y 8 Meses Trigo – Cebada
Fuente: MAGAP (2000)

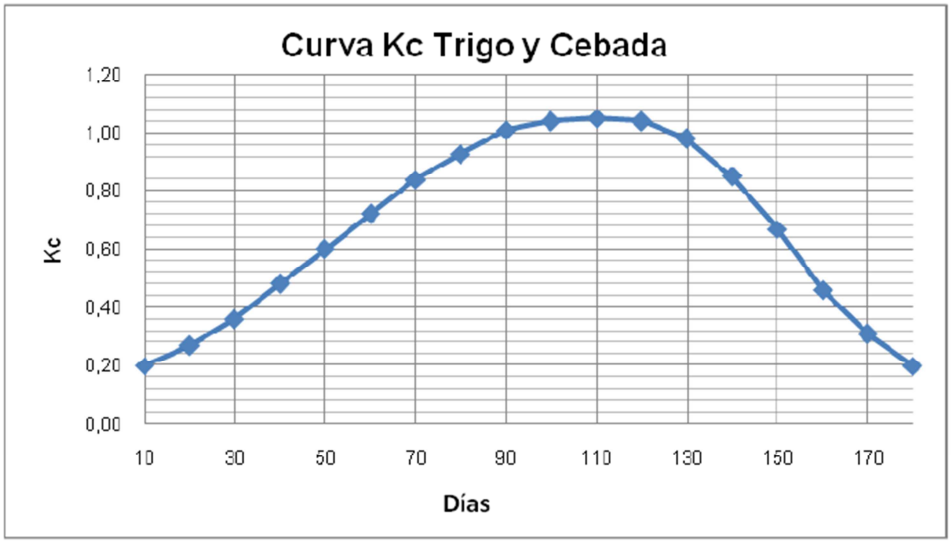


Gráfico 80: Curva de Crecimiento del Trigo – Cebada
Fuente: MAGAP (2000)

CULTIVO: PAPA																						
Ciclo Vegetal	Días	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	210
5 meses	Kc	0.40	0.45	0.51	0.59	0.68	0.78	0.88	0.97	1.03	1.05	1.05	1.01	0.92	0.80	0.70						
6 meses	Kc	0.40	0.44	0.50	0.58	0.67	0.76	0.84	0.92	0.99	1.03	1.05	1.05	1.03	0.98	0.90	0.83	0.76	0.70			
7 meses	Kc	0.36	0.41	0.47	0.54	0.61	0.69	0.77	0.85	0.92	0.97	1.01	1.03	1.05	1.05	1.03	1.00	0.94	0.86	0.78	0.71	0.65

Tabla 59: Coeficiente de Cultivo para la Duración de Crecimiento de 5, 6 y 7 Meses Papa
Fuente: MAGAP (2000)

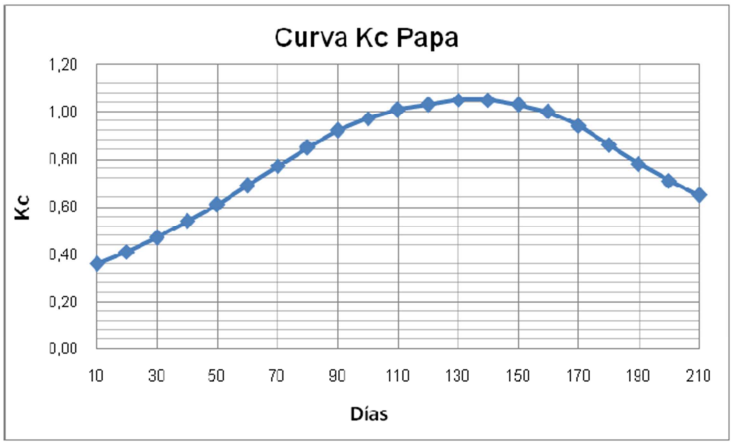


Gráfico 81: Curva de Crecimiento de la Papa
Fuente: MAGAP (2000)

2.9 ESTUDIO CLIMÁTICO Y NECESIDADES DE AGUA PARA RIEGO

2.9.1 ESTUDIO CLIMÁTICO

Entre los estudios necesarios para un proyecto de riego es de fundamental importancia considerar el clima, ya que en base de éste, se obtienen los valores de requerimiento de agua de los cultivos, que a su vez es necesario para el cálculo del caudal de diseño en el proyecto de riego.

La influencia del clima es definida a través de la evapotranspiración de referencia (Eto) y la precipitación. Para nuestro medio la Eto es determinado mensualmente mediante el método de Penman-Monteith.

2.9.1.1 Disponibilidad de información

Las estaciones seleccionadas se determinaron en función de la información representativa, confiabilidad de datos y cercanía al lugar de estudio.

Código	Nombre	Elevación [msnm]	Periodo de Información
M375	**SAQUISILI**	**2920**	**1980 – 2009**
MA1B	**COTOPILALO**	**3250**	**1988 – 2009**

Tabla 60: Estaciones Meteorológicas
Fuente: INAMHI, Anuarios Hidrometeorológico, varios años.

2.9.1.2 Precipitaciones

Se usa la información de precipitaciones medias mensuales para los períodos: estación M-375 (1980-2009) y estación MA1V (1988-2009). Entre las estaciones principales están la de Saquisilí (M-375) con una precipitación media mensual de 70.4 mm, es la única estación más próxima al lugar del estudio. En el sector alto de la cuenca se considera una estación cercana pluviométrica denominada Cotopilalo (MA1V), con una precipitación media mensual de 61.8 mm.

Aunque no todas las estaciones tienen la misma longitud de registro, en el caso de la estación Saquisilí se determina que la precipitación media multianual para el primer periodo húmedo (enero-mayo) es de 86.02 mm, de 86.40 mm para el segundo periodo húmedo (octubre-diciembre), y para el periodo considerado seco, 38.78 mm. El mes más seco es agosto con 27.6 mm y el mes más húmedo abril con 103.40 mm. La distribución de precipitaciones es bimodal.

En la otra estación ubicada en las cercanías de la cuenca en el sector alto Cotopilalo se determina que la precipitación media multianual para el primer periodo húmedo (enero-mayo) es de 85.28 mm, de 70.13 mm para el segundo periodo húmedo (octubre-diciembre), y para el periodo considerado seco, 26.33 mm. El mes más seco es agosto con 11.0 mm y el mes más húmedo marzo con 105.80 mm. La distribución de precipitaciones es bimodal.

Se debe aclarar que la zona del proyecto está directamente influenciada por los regímenes de la región sierra, considerando las dos estaciones anterior como las más representativas del lugar de estudio.

2.9.1.3 Precipitación del 70% de Probabilidad de Ocurrencia

Para fines de riego, es necesario considerar una precipitación que proporcione una cierta cantidad de agua mínima y que tenga una garantía de ocurrencia. En el presente caso se considera una precipitación con una garantía de 70%; es decir, que 7 de 10 años se tendrá una precipitación mayor al valor calculado.

Esta precipitación de una cierta garantía corresponde a la que se presenta con una probabilidad del 70% de ocurrencia de las precipitaciones (P70). Para su determinación se realizó un análisis estadístico con la determinación de las curvas de duración para cada uno de los meses de las estaciones consideradas. De las curvas de duración se determinó el valor mensual que tiene una probabilidad del 70%. En el Tabla 61 se presenta los valores de la precipitación mensual P70.

2.9.1.4 Precipitación efectiva

En la naturaleza no toda la lluvia que se precipita es utilizada por la planta, parte de ella puede evaporarse en la atmósfera, puede ser interceptada por la vegetación, puede escurrir sobre el suelo, etc. En tal sentido es necesario el establecer cuanta de esta agua puede realmente llegar a la planta.

En tal sentido la precipitación efectiva puede ser definida como la fracción de la lluvia caída y almacenada en la zona de las raíces que puede ser usada por el sistema planta-suelo a través de la evapotranspiración.

Varias son las técnicas utilizadas para su cálculo. Para el presente estudio se optó por emplear la metodología recomendada por la FAO, que corresponde al método desarrollado por la Soil Conservation Service en el departamento de la U.S Departament of Agriculture (USDA) y que está dada por la relación:

$$P_{eff} = P\ (125 - 0{,}2P) / 125$$

Dónde:

P_{eff} Precipitación efectiva
P Precipitación media

De acuerdo a lo presentado, la precipitación efectiva para el sistema de riego corresponde a la Tabla 61 y Gráfico 82:

Estación: Saquisili (M375)			
Mes	***Precipit. mm***	***Prec. Efec mm***	***Prec. Eff mm***
Enero	*64.10*	*44.9*	*57.5*
Febrero	*78.60*	*55.0*	*68.7*
Marzo	*101.30*	*70.9*	*84.9*
Abril	*103.00*	*72.1*	*86.0*
Mayo	*81.50*	*57.1*	*70.9*
Junio	*42.10*	*29.5*	*39.3*
Julio	*23.20*	*16.2*	*22.3*
Agosto	*19.30*	*13.5*	*18.7*
Septiembre	*45.70*	*32.0*	*42.4*
Octubre	*73.10*	*51.2*	*64.6*
Noviembre	*80.10*	*56.1*	*69.8*
Diciembre	*81.70*	*57.2*	*71.0*
Total	***793.70***	***555.60***	***696.09***

Tabla 61: Precipitaciones Calculadas
Fuente: INAMHI y AUTORES

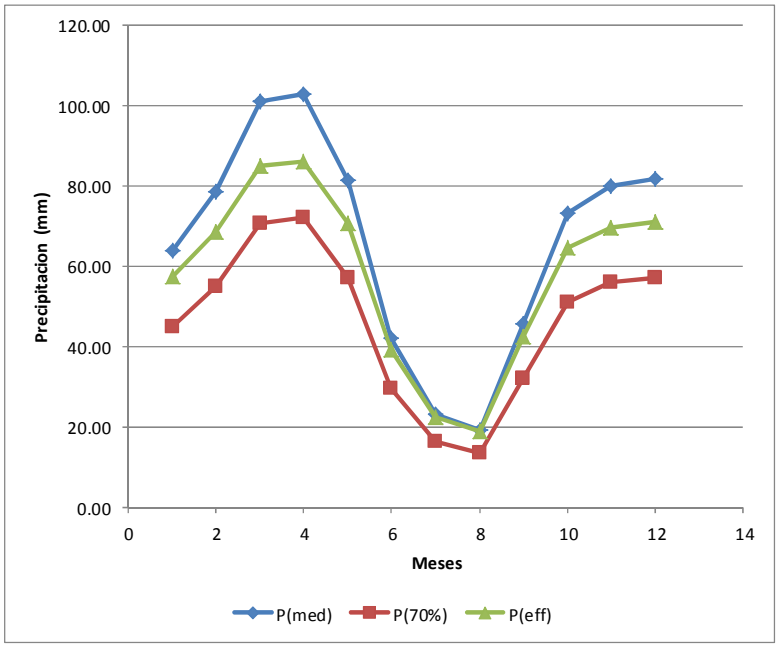


Gráfico 82: Precipitaciones Calculadas
Fuente: INAMH y AUTORES

2.9.1.5 Parámetros Meteorológicos

Temperatura:

De acuerdo a la función lineal, y con una altitud media de la zona de estudio de 3420 msnm se obtiene una temperatura media de 9.9 ºC.

Evaporación:

Al observar las estaciones meteorológicas que se encuentran cercanas al lugar de estudio, que proporcionan información de evaporación, las estaciones MB84, M003 y M004 que se encuentran alrededor de la zona de estudio su evaporación media es 102 mm.

Humedad Relativa Media

La humedad relativa media de acuerdo a las estaciones M120, MA1V, MB84, M004 y M003; corresponde al 85%.

2.9.1.6 Evapotranspiración de Referencia

Método de Thornthwaite

Este método fue desarrollado en los Estados Unidos, se puede aplicar con relativa confianza en regiones húmedas como Costa Rica, Ecuador y otros. Para su cálculo se requieren datos de temperaturas medias mensuales.

Para el cálculo de la evapotranspiración por el método de Thornthwaite, hacer lo siguiente:

Calcular la evapotranspiración mensual e, en mm por mes de 30 días de 12 horas de duración.

$$e = 16\left(10 \times \frac{t}{I}\right)^{a}$$

Dónde:

e = evapotranspiración mensual en mm por mes de 30 días, y 12 horas de duración
t = temperatura media mensual en °C
I = índice térmico anual

$$I = \sum_{j=1}^{12} i_j$$

i = índice térmico mensual

$$i = \left(\frac{t}{5}\right)^{1,514}$$

a = exponente que varía con el índice anual de calor de la localidad

$$a = 0,6751x10^{-6} \cdot I^3 - 0,771x10^{-4} \cdot I^2 + 0,01792 \cdot I + 0,49239$$

Corregir el valor de **e**, de acuerdo con el mes considerado y a la latitud de la localidad que determinan las horas de sol, cuyos valores se obtienen de la tabla.

$$ETo = f \times e$$

Dónde:

ETo = evapotranspiración de referencia mensual corregida, en mm
f = factor de corrección
e = evapotranspiración mensual sin corregir, en mm

LATITUD		E	F	M	A	M	Jn	Jl	A	S	O	N	D
Norte	50	0.74	0.78	1.02	1.15	1.33	1.36	1.37	1.25	1.06	0.92	0.76	0.70
	45	0.80	0.81	1.02	1.13	1.28	1.29	1.31	1.21	1.04	0.94	0.79	0.75
	40	0.84	0.83	1.03	1.11	1.24	1.25	1.27	1.18	1.04	0.96	0.83	0.81
	35	0.87	0.85	1.03	1.09	1.21	1.21	1.23	1.16	1.03	0.97	0.86	0.85
	30	0.90	0.87	1.03	1.08	1.18	1.17	1.20	1.14	1.03	0.98	0.89	0.88
	25	0.93	0.89	1.03	1.06	1.15	1.14	1.71	1.12	1.02	0.99	0.91	0.91
	20	0.95	0.90	1.03	1.05	1.13	1.11	1.14	1.11	1.02	1.00	0.93	0.94
	15	0.97	0.91	1.03	1.04	1.11	1.08	1.12	1.08	1.02	1.01	0.95	0.97
	10	0.98	0.91	1.03	1.03	1.08	1.06	1.08	1.07	1.02	1.02	0.98	0.99
	5	1.00	0.93	1.03	1.02	1.06	1.03	1.06	1.05	1.01	1.03	0.99	1.02
	0	1.02	0.94	1.04	1.01	1.04	1.01	1.04	1.04	1.01	1.04	1.01	1.04
Sur	5	1.04	0.95	1.04	1.00	1.02	0.99	1.02	1.03	1.00	1.05	1.03	1.06
	10	1.08	0.97	1.05	0.99	1.01	0.96	1.00	1.01	1.00	1.06	1.05	1.10
	15	1.12	0.98	1.05	0.98	0.98	0.94	0.97	1.00	1.00	1.07	1.07	1.12
	20	1.14	1.00	1.05	0.97	0.96	0.91	0.95	0.99	1.00	1.08	1.09	1.15
	25	1.17	1.01	1.05	0.96	0.94	0.88	0.93	0.98	1.00	1.10	1.11	1.18
	30	1.20	1.03	1.06	0.95	0.92	0.85	0.90	0.96	1.00	1.12	1.14	1.21
	35	1.23	1.04	1.06	0.94	0.89	0.82	0.87	0.94	1.00	1.13	1.17	1.25
	40	1.27	1.06	1.07	0.93	0.86	0.78	0.84	0.92	1.00	1.15	1.20	1.29
	45	1.31	1.10	1.07	0.91	0.81	0.71	0.78	0.90	0.99	1.17	1.26	1.36
	50	1.37	1.12	1.08	0.89	0.77	0.67	0.74	0.88	0.99	1.19	1.29	1.41

Tabla 62: Factor de Corrección f (Método de Thornthwaite)
Fuente: FAO

Método de Hargreaves

Hargreaves propuso en 1985 un método muy simple para calcular la ETo (Hargreaves y Samani, 1985; Hargreaves, 1994 o ver también Jensen, Burman y Allen, 1990). La evapotranspiración de referencia seria:

ETo (mm/día) = 0.0023 *Ro * (T máx. - T min)$^{1/2}$ * (T med. + 17.8)

Dónde:

T máx: es la temperatura máxima,
T min: es la temperatura mínima
T med: es la temperatura media = (T máx. + T min) / 2.

Ra es la radiación que llega a la atmósfera en mm/día y que es constante para cada lugar en un determinado día del año, depende de la latitud. El Anexo No 3 se indica los valores mensuales para distintas latitudes.

Método de Turc

Turc (1961) propone calcular la evapotranspiración potencial (mm/mes) para cada mes en función de la radiación solar media diaria de ese mes (cal*cm^{-2}*dia^{-1}) sobre una superficie horizontal, la temperatura media mensual (^{o}C) y una corrección basada en la humedad relativa media mensual (%). El método ha dado buenos resultados en la región ecuatorial en su aplicación y comparación con el método de Penman, pero presenta la desventaja de requerir el dato de insolación y humedad relativa, no disponible todos los meses en el INAMHI.

$$ETP_{TURi} = f_i \cdot [tm_i/(tm_i+15)] \cdot [R_i+50] \cdot c_i$$

Dónde:

fi= factor de corrección mensual: 0.37 para febrero y 0.4 para el resto de meses.
tmi= temperatura media mensual en ^{o}C
Ri= radiación solar global media en el suelo cal*cm^{-2}*dia^{-1}, calculado como:

$$Ri = R_A \cdot (0{,}18+0{,}62 \cdot n_i/N_i)$$

R_A= radiación solar extraterrestre (cal*cm^{-2}*dia^{-1})
ni = horas de insolación real calculada por heliofania (h/día)
Ni = horas de insolación máxima (h/día)
Ci = factor de corrección para zonas áridas y otras, en función de la humedad relativa del mes

$$c_i = 1 \qquad \text{si } HR > 50\ \%$$
$$c_i = 1+[(50-HR_i)/70] \qquad \text{si } HR < 50\ \%$$

Método de Blaney y Criddle

El fundamento de su expresión, experimentada en zonas áridas y semiáridas, radica en considerar que el consumo de agua de un cultivo, bajo el supuesto de no faltar agua en el suelo, es función de la temperatura, la iluminación y la cubierta vegetal.

$$ETP_{B\text{-}C\,i} = I_i/I \cdot [45{,}72 \cdot tm_i + 812{,}8]$$

Dónde:

ETP $_{B\text{-}Ci}$ = evaporación potencial mensual (mm/mes)
tmi = temperatura media mensual (^{o}C)
Ii = número de horas de luz del mes, Ni*Nd (número de días del mes (Ndi) y la duración astronómica del día (Ni) en horas
I = número de horas del año

El cociente Ii/I puede ser sustituido por el valor "pi", parámetro que esta tabulado (tabla "Porcentajes mensuales de horas de luz con relación al anio para distintas latitudes pi"), que debe ser pasado a tanto por uno para aplicar la formula (o dividir por 100 la expresión)

$$\mathbf{ETP_{B\text{-}Ci}=pi*[0.4572*tmi+8.128]}$$

Porciento de horas de sol mensual *(continuación)*												
LATITUD SUR	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
0º	8.50	7.66	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50
5	8.68	7.76	8.51	8.15	8.34	8.05	8.33	8.38	8.19	8.56	8.37	8.68
10	8.86	7.87	8.53	8.09	7.18	7.86	8.14	8.27	8.17	8.62	8.53	8.88
15	9.05	7.98	8.55	8.02	8.02	7.65	7.95	8.15	8.15	8.68	8.70	9.10
20	9.24	8.09	8.57	7.94	7.85	7.43	7.76	8.03	7.13	8.76	8.87	9.33
25	9.46	8.21	8.60	7.94	7.66	7.20	7.54	7.90	7.11	8.86	9.04	9.58
30	9.70	8.33	8.62	7.73	7.45	6.96	7.31	7.76	8.07	8.97	9.24	9.85
32	9.81	8.39	8.63	7.69	7.36	6.85	7.21	7.70	8.96	9.01	9.33	9.96
34	9.92	8.45	8.64	7.64	7.27	6.74	7.10	7.63	8.05	9.06	9.42	10.08
36	10.03	8.51	8.65	7.59	7.18	6.62	6.99	7.56	8.04	9.11	9.51	10.21
38	10.15	8.57	8.66	7.54	7.08	6.50	6.87	7.49	8.03	9.16	9.61	10.34
40	10.27	8.63	8.67	7.49	6.97	6.37	6.76	7.41	8.02	9.21	9.71	10.49
42	10.40	8.70	8.68	7.44	6.85	6.23	6.64	7.33	8.01	9.26	9.82	10.64
44	10.54	8.70	8.69	7.38	6.73	6.08	6.51	7.25	7.99	9.31	9.94	10.80
46	10.69	8.86	8.70	7.32	6.61	5.02	6.37	7.16	7.96	9.37	10.07	10.97

Tabla 63: Factor de Corrección pi (Método de Blaney – Criddle)
Fuente: Aparicio (1992)

Método de Penman - Montheith

La evapotranspiración de referencia se calculó utilizando el método de Penman Monteith, que en la actualidad es el método más fiable y recomendado por la FAO, por ser el más exacto cuando se cuenta con todos los datos necesarios para el mismo, como son:

- Velocidad del viento (m/seg).
- Temperaturas máxima y mínima (ºC).
- Humedad relativa (%).
- Nubosidad (%).

La ecuación de Penman-Monteith es:

$$ETo = \frac{\delta}{\delta + \gamma^*} Rn + \frac{\gamma}{\delta + \gamma^*} \frac{900}{(T + 275)} U_2 (e_a - e_d)$$

ó

$$ETo = W_{rad} Rn + W_{aero} \frac{900}{(T + 275)} U_2 (e_a - e_d)$$

Dónde:

ETo = evapotranspiración de referencia (mm/día)
Rn = radiación neta (mm/día)
T = temperatura (ºC)
U_2 = velocidad del viento a 2 metros de altura (m/s)
e_a = presión de saturación de vapor del aire (kPa)
e_d = presión actual de vapor (kPa)
Wrad = factor de radiación (adimensional)
Waero = factor aerodinámico (adimensional)
δ = pendiente de la curva de presión de vapor (kPa/ºC)
γ = constante psicométrica (kPa/ºC)
γ^{**} = constante psicométrica corregida (kPa/ºC)

$$\delta = \frac{4098 e_a}{(T + 237.3)^2}$$

Calor latente de vaporización (MJ/kg)

$$\lambda = 2.501 - (2.361 \times 10^{-3}) T$$

$$\gamma = 0.0016286 \left(\frac{P_{atm}}{\lambda} \right)$$

Presión atmosférica (kPa)

$$P_{atm} = 101.3\left[\frac{293 - 0.0065z}{293}\right]^{5.256}$$

$$\gamma^* = \gamma\left(1 + 0.347U_2\right)$$

$$R_n = R_{ns} - R_{nl}$$

Radiación solar neta de onda corta:

$$R_{ns} = \left(1 - \alpha\right)R_s$$

α: albedo para superficies con cobertura vegetal verde 0.25 (medio 0.23)

$$R_s = \left(a_s + \frac{n}{N}b_s\right)R_a$$

Para condiciones climáticas medias:

$$R_s = \left(0.25 + \frac{n}{N}0.50\right)R_a$$

Radiación neta de onda larga Rnl:

$$R_{nl} = \left(0.1 + 0.9\frac{n}{N}\right)\left(0.34 - 0.14\sqrt{e_d}\right)\sigma\frac{\left(T_{k,max}{}^4 + T_{k,min}{}^4\right)}{2}$$

σ: constante de Boltzman = 1.9838 10^{-9} (mm/día. K^4)
Tk: temperatura absoluta (K)

$$e_d = e_{a,T}\frac{RH}{100} \quad \text{ó} \quad e_d \cong e_{a,Tdew}$$

Tdew: temperatura del punto de rocío

$$U_2 = \frac{4.868}{\ln\left(67.75z - 5.42\right)}U_z$$

z: altura a la que se mide la velocidad del viento
Uz: velocidad del viento a la altura z

Los valores de evapotranspiración de referencia determinada mes a mes aplicando todos los métodos se reportan en la Tabla 64.

RESUMEN DE EVAPOTRANSPIRACIONES CALCULADAS								
METODO	THORNTHWAITE	HARGREAVES	TURC	BLANEY - CRIDDLE	PENMAN - MONTEITH (1)	PENMAN - MONTEITH (2)	PROMEDIO DE TODOS LOS METODOS	PROMEDIO DE LOS METODOS EXONERADO THORNTHWAITE Y HARGREAVES
Mes	ETP (mm/dia)	ETP (mm/dia)	ETP (mm/dia)	ETP (mm/dia)	ETP (mm/dia)	ETP (mm/dia)	ETP $_{(1)}$ (mm/dia)	ETP $_{(2)}$ (mm/dia)
Enero	1.69	1.12	2.56	3.63	2.13	2.10	2.21	2.53
Febrero	1.72	1.16	2.42	3.62	2.04	2.00	2.16	2.45
Marzo	1.72	1.26	2.13	3.63	1.96	2.00	2.12	2.37
Abril	1.71	1.05	2.24	3.61	1.91	1.93	2.07	2.35
Mayo	1.64	1.19	2.17	3.61	1.84	1.80	2.04	2.29
Junio	1.67	1.10	2.15	3.59	1.88	1.90	2.05	2.31
Julio	1.67	1.08	2.33	3.60	1.90	1.90	2.08	2.36
Agosto	1.65	1.25	2.29	3.58	1.93	1.91	2.10	2.36
Septiembre	1.69	1.19	2.40	3.60	2.04	2.10	2.17	2.46
Octubre	1.70	1.20	2.55	3.62	2.20	2.10	2.23	2.54
Noviembre	1.71	1.03	2.49	3.62	2.03	2.10	2.16	2.48
Diciembre	1.72	1.06	2.40	3.63	2.10	2.20	2.19	2.51

Tabla 64: Resumen de la Evapotranspiración por varios Métodos
Fuente: Autores

Por último los valores de evapotranspiración de referencia determinada mes a mes al realizar una comparación con los resultados del Programa Computacional de la FAO denominado CROPWAT, registrado en la Tabla 16.

COMPARACION DE ETP CON PROGRAMA CROPWAT						
METODO	PROMEDIO	CROPWAT	PROMEDIO	CALCULO DEL ERROR PROMEDIO		
Mes	ETP $_{(2)}$ (mm/dia)	ETP (mm/dia)	ETP (mm/dia)	Diferencia	Promedio	Error (%)
Enero	2.53	2.88	2.70	0.35	2.70	13
Febrero	2.45	2.75	2.60	0.30	2.60	12
Marzo	2.37	2.59	2.48	0.22	2.48	9
Abril	2.35	2.55	2.45	0.20	2.45	8
Mayo	2.29	2.45	2.37	0.16	2.37	7
Junio	2.31	2.36	2.34	0.05	2.34	2
Julio	2.36	2.54	2.45	0.18	2.45	7
Agosto	2.36	2.60	2.48	0.24	2.48	10
Septiembre	2.46	2.70	2.58	0.24	2.58	9
Octubre	2.54	2.90	2.72	0.36	2.72	13
Noviembre	2.48	2.76	2.62	0.28	2.62	11
Diciembre	2.51	2.74	2.62	0.23	2.62	9
Como se pude observar, el porcentaje de error fructua entre el 2% al 13%, la utilizacion de los distintos metodos empiricos proporcionaran valores aceptables de EPT segun el analisis que se ha realizado.						

Tabla 65: Comparación de Datos del Programa Cropwat con otras Evapotranspiración Calculadas
Fuente: Autores

2.9.1.7 Periodo de crecimiento

El período de crecimiento cuya longitud se define como el período en días en el cual la precipitación es superior a la mitad de la evapotranspiración potencial más un período necesario para la evaporación de 100 mm de precipitación almacenada en el suelo (FAO. 1978), es decir que se agrega un período adicional en el cual se agota la humedad almacenada en el suelo hasta llegar a la capacidad de campo y que aproximadamente podría estar por el orden de los 25 días considerando una evaporación de 3 mm por día.

Esto significa que la estación de crecimiento inicia cuando la precipitación es igual a la mitad de la ETo. Se toma en cuenta el hecho de que la cantidad de humedad requerida para favorecer el crecimiento de las plantas en la fase de germinación es mucho más baja que la ETo total. Un período de crecimiento de desarrollo normal conlleva un período húmedo; es decir, un período en el cual la precipitación está por encima de la ETo total, esto hace que en el suelo haya suficiente humedad como para permitir el desarrollo de las plantas y además, que se produzca almacenamiento. El final de la estación de lluvias (cuando la precipitación es inferior a la mitad de la ETo) no es todavía el fin del período de crecimiento puesto que las plantas continúan creciendo gracias al agua almacenada.

PERIODO DE CRECIMIENTO EN LA ZONA DEL PROYECTO			
Numero Meses	***PROMEDIO ETo(mm/dia)***	***ETo/2 (mm/dia)***	***Precipitacion (mm)***
Enero	83.70	41.85	64.10
Febrero	72.80	36.40	78.60
Marzo	76.88	38.44	101.30
Abril	73.50	36.75	103.00
Mayo	73.47	36.74	81.50
Junio	70.20	35.10	42.10
Julio	75.95	37.98	23.20
Agosto	76.88	38.44	19.30
Septiembre	77.40	38.70	45.70
Octubre	84.32	42.16	73.10
Noviembre	78.60	39.30	80.10
Diciembre	81.22	40.61	81.70

Tabla 66: Datos Base para el Periodo de Crecimiento
Fuente: Autores

Para caracterizar mejor los períodos de crecimiento se tiene la precipitación y la ETo con lo cual, según lo expuesto anteriormente, se tiene la suficiente información para el cálculo de la longitud del periodo de crecimiento en la zona del proyecto de riego para la zona de la Comuna Salamalag Centro.

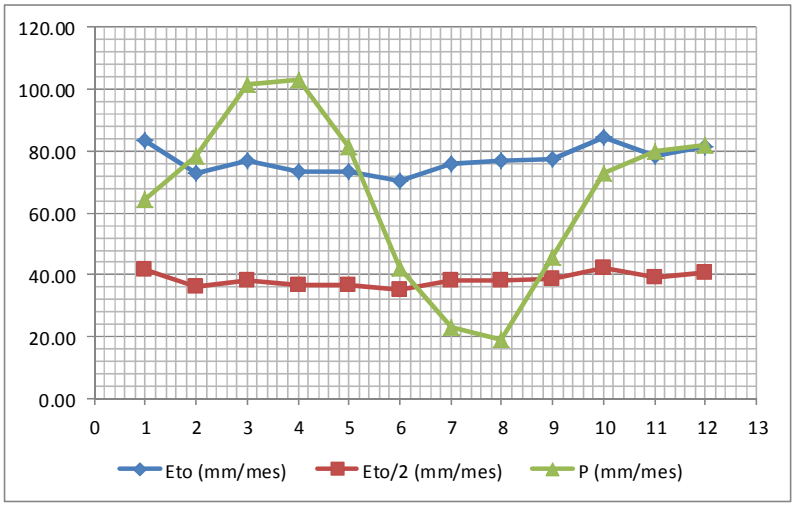


Gráfico 83: Periodo de Crecimiento en la Zona del Proyecto
Fuente: Autores

Con base a lo manifestado en párrafos precedentes, el periodo de crecimiento en la zona del proyecto de la Comuna Salamalag Centro se establece una curva bimodal con un primer periodo en 159 días y un segundo periodo de 99 días, lo mismo ocurre con la humedad con un primer periodo húmedo 102 días y un segundo periodo húmedo de 30 días. La caracterización climática desde el punto de vista agrícola (FAO 2002) define al área de riego como un clima "Seco" y una temperatura "templado".

2.9.2 NECESIDADES DE AGUA PARA RIEGO

2.9.2.1 Régimen de Riego

Es fundamental y nunca está por demás recalcar el papel que desempeña el agua en la vida y el crecimiento de las plantas; influyen en el consumo de dicho recurso, por un lado, los factores climáticos y por otro los factores fisiológicos.

En cuanto a los factores climáticos tiene que ver, intervienen la luz, la temperatura, los movimientos atmosféricos, la humedad; influencia que en conjunto es significativa. Respecto a los factores fisiológicos se debe tener en cuenta la naturaleza misma del vegetal y de su sistema foliáceo cuya extensión y vigor influyen grandemente de forma cualitativa y cuantitativa en el consumo de agua. Para el establecimiento de un régimen de riego en la zona de estudio, es necesario determinar el balance de agua en el suelo para lo cual se considera los siguientes aspectos:

Necesidades

Considera el consumo del recurso y se encuentran determinadas básicamente por la estimación hecha para los valores de evaporación y transpiración que definen las necesidades de agua de las plantas durante un ciclo de cultivo y para cada uno de ellos según las condiciones del medio en que se desarrollen (evapotranspiración del cultivo ETc).

Aporte

Considera el aporte del recurso a las plantas, sea proveniente de precipitación, aporte de agua subterránea o humedad existente en el suelo previa a un ciclo de cultivo dado.

Aporte adicional

Toma en cuenta la entrega adicional a la requerida para satisfacer las necesidades de los cultivos con el fin de conseguir el buen desarrollo de los mismos por ejemplo control de heladas; o para efectos de conservación de los suelos en la eliminación de posible exceso de sales para evitar de este modo su acumulación y el perjuicio que ello implica a los mismos.

De esta manera, y con base a los parámetros señalados se define la demanda de agua estableciendo la relación:

$$Demanda = Necesidades - (Aporte - Aporte\ adicional)$$

En cuanto se refiere a aportes, en el presente estudio y en base a las inspecciones realizadas en el área de interés, se cuenta únicamente con la precipitación, ya que el aporte de agua subterránea no será considerado.

2.9.2.2 Evapotranspiración de Cultivos

El efecto de las características del cultivo o sus requerimientos de agua están dados por el coeficiente del cultivo, él cual representa la proporción entre la evapotranspiración del cultivo y la evapotranspiración de referencia, para definir esta proporción se tiene la expresión:

$$Et_{(cultivo)} = Eto \times Kc$$

Es decir, la evapotranspiración de cultivo es el producto de la evapotranspiración potencial (ETo) y un coeficiente referencia del cultivo (Kc) que nos da la cantidad de agua utilizada por las plantas de acuerdo al período vegetativo en el que se encuentra.

2.9.2.3 Demanda de Agua

El conocimiento de las necesidades totales de agua para un proyecto no permite por sí solas resolver el problema práctico del riego ya que para una adecuada orientación sobre el tema se debe tener presente dos consideraciones adicionales:

1) La variación de la cantidad entregada a los cultivos de acuerdo al período vegetativo en el que se encuentre.

2) La imposibilidad de regar cada parcela o superficie de determinado cultivo de forma continua sino más bien procurar la entrega de dosis adecuadas a intervalos y duraciones que dependen a su vez del método de riego a emplearse y de las propiedades hidrofísicas de los suelos.

En tal sentido, un parámetro importante a determinar en un proyecto de riego, es el caudal ficticio continuo (Q_{cr}) del sistema. Este caudal corresponde a aquel volumen de agua que proporcionado en forma continua cubre los requerimientos de riego en su totalidad los requerimientos de riego de una hectárea de cultivo.

La determinación del caudal característico del sistema, permite el calcular cual es el requerimiento de agua neto para cualquier área del proyecto. Esta determinación se hará mediante la relación:

$$Q_{req} = Q_{cr} \times n$$

Dónde:

Q_{req} = Caudal neto requerido para riego (l/seg)
Q_{cr} = Caudal ficticio continuo en (l/seg/ha)
n = Número de hectáreas a regar (ha)

En el anexo No 3.6 se presenta el resumen del cálculo realizado para la determinación del caudal característico del sistema. En el cálculo, se ha considerado las condicionantes de los cultivos como: tipo de cultivos proyectados; climáticos como: precipitación, evaporación; así como, parámetros del sistema, tales como la eficiencia de riego asumida en 80% (Técnicas de riego, José Luís Yagüe, 1996) para sistemas de aspersión.

Se presenta los cálculos realizados con el programa computacional desarrollado por la FAO, denominado CROPWAT de gran impacto en Latinoamérica y el resto del mundo.

CROPWAT es un programa desarrollado por la División de Desarrollo de Tierras y Aguas (AGL) de la Organización para la Alimentación y la Agricultura de las Naciones Unidas (FAO). El creador de la versión original es el Dr. Martín Smith del Servicio de Manejo y Desarrollo de Recursos Hídricos de la AGL.

El programa es un sistema de ayuda para la toma de decisiones en el manejo de los cultivos tanto a nivel de parcela como al de un perímetro de riego o área más o menos compleja que incluya una combinación de cultivos bajo riego.

En este trabajo se lo utiliza solamente para orientar el manejo del riego a nivel de parcela individual, a partir de los requerimientos de agua de los cultivos. Los objetivos y capacidades generales del programa prestan servicios para:

Calcular:
La evapotranspiración de referencia
Las necesidades de agua de los cultivos
Las necesidades de riego de los cultivos
Las necesidades de riego de un sistema de riego multicultivo

Preparar:

Alternativas para la programación del riego bajo diferentes hipótesis de manejo y de condiciones ambientales

Estimar:

La producción bajo condiciones de secano y el efecto de las sequías.

De este análisis determinamos que el caudal ficticio continuo pico y que será considerado para el diseño de los distintos ramales de riego corresponde a un valor de 0,25 l/s/ha.

RESULTADOS DEL PROGRAMA CROPWAT									
Fecha	Día	Etapa	Precipit. mm	Ks fracc.	ETa %	Agot. %	Lám.Neta mm	Lam.Br. mm	Caudal l/s/ha
15-ene	15	Ini	0.00	1	100	4	3.50	4.90	0.04
30-ene	30	Ini	0.00	1	100	5	4.50	6.50	0.05
14-feb	45	Ini	0.00	1	100	3	2.20	3.10	0.02
01-mar	60	Ini	0.00	1	100	4	3.20	4.60	0.04
16-mar	75	Ini	0.00	1	100	5	4.10	5.90	0.05
31-mar	90	Ini	0.00	1	100	6	5.20	7.40	0.06
15-abr	105	Ini	0.00	1	100	4	3.10	4.40	0.03
30-abr	120	Ini	0.00	1	100	5	4.00	5.80	0.04
15-may	135	Ini	0.00	1	100	4	2.90	4.20	0.03
30-may	150	Ini	0.00	1	100	5	3.90	5.50	0.04
14-jun	165	Des	0.00	1	100	5	3.80	5.50	0.04
29-jun	180	Des	0.00	1	100	13	10.60	15.10	0.12
14-jul	195	Med	0.00	1	100	20	16.60	23.70	0.18
29-jul	210	Med	0.00	1	100	24	20.00	28.60	0.22
13-ago	225	Med	2.50	1	100	26	22.30	31.80	0.25
28-ago	240	Med	0.00	1	100	24	20.20	28.80	0.22
12-sep	255	Med	0.00	1	100	23	19.40	27.70	0.21
27-sep	270	Med	9.10	1	100	8	6.60	9.50	0.07
12-oct	285	Med	0.00	1	100	16	13.60	19.40	0.15
27-oct	300	Med	12.90	1	100	3	2.30	3.20	0.02
11-nov	315	Med	0.00	1	100	13	11.10	15.90	0.12
26-nov	330	Med	0.00	1	100	10	8.70	12.50	0.10
11-dic	345	Fin	0.00	1	100	13	10.60	15.20	0.12
26-dic	360	Fin	0.00	1	100	10	8.20	11.80	0.09

Tabla 67: Datos Resultante del Programa CROPWAT
Fuente: Cropwat y Autores

Caudal

Conociendo las necesidades de agua de los cultivos en el mes pico, a través del caudal ficticio continuo se puede conocer el caudal característico del sistema, que representa el volumen de agua requerido por el sistema en forma continua, para satisfacer las necesidades pico los cultivos.

Su determinación se realiza mediante el producto del área apta para riego (121.4 ha) y el caudal ficticio continuo determinado en el ítem anterior. Por lo tanto el caudal característico pico para el proyecto de riego en el sector de la Comuna de Salamalag Centro se establece en: **29.14 l/s**, como se muestra en la siguiente ecuación.

$$Q_{(demanda)} = \textit{Modulo de Riego (Mr)} * \textit{Área Total (Ha)}$$

CROPWAT 1	AUTORES 2	Mr (promedio) lit/seg/has	Q (demanda) lit/seg
0.25	0.23	0.24	29.14

Tabla 68: Caudal de Demanda
Fuente: Cropwat y Autores

CAPITULO III

DISEÑOS DEFINITIVOS

F A S E II: DISEÑOS DEFINITIVOS

3.1 MEMORIA TÉCNICA DE DISEÑO

3.1.1 BASES DE DISEÑO

Para los diseños definitivos del Sistema de Riego de la Comuna Salamalag Centro partiremos de la información base como indica la Tabla 69.

DESCRIPCION	VALORES
Caudal de Diseño (lit/seg)	7
Caudal de Demanda (lit/seg)	29.14
Periodo de Diseño (Tr)	15
Numero de Parcelas Beneficiadas (U)	117
Área Neta de Servicio (Hectáreas)	121.40

Tabla 69: Datos Base para el Sistema de Riego
Fuente: Autores

3.1.2 HORIZONTE DEL PROYECTO

El período de diseño del sistema de riego de la Comuna Salamalag Centro, es de 30 años con un periodo de retorno de 15 años, a continuación se presenta la vida útil de algunos elementos del sistema de riego.

COMPONENTE	*VIDA UTIL AÑOS*
Obras de captación	*25 a 50*
Conducciones de acero	*40 a 50*
Conducciones de PVC	*20 a 30*
Tanques de almacenamiento	30 a 40

Tabla 70: Vida Útil de Algunos Elementos del Sistema
Fuente: Normas EX - IEOS

En los 30 años de horizonte del proyecto, se efectuarán los procesos de licitación necesarios para la construcción, esto quiere decir que la vida útil es de 30 años; se inicia en el año de 2010 y termina en el año 2040.

3.1.3 ETAPAS DE DISEÑO

Las etapas de diseño de las unidades del sistema son las siguientes:

a. **Captación y muros de protección:** las estructuras de la captación se diseñarán para un período de 30 años.

b. **Conducción y red de distribución:** las tuberías de la conducción y red de distribución se diseñaran para un período de 30 años.

c. **Reservorio:** las estructuras de reservorio se diseñarán para un período de 30 años.

c. **Pasos elevados:** las estructuras se diseñaron según el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC -2000).

3.1.4 CAUDALES DE DISEÑO

Los caudales de diseño obtenidos de la Curva de Duración General $Q_{80\%}$ de las respectivas quebradas, al considerar que para sistemas de riego por aspersión alimentados por fuentes de agua con fluctuaciones de carácter bimodal podemos tomar como caudal de diseño los medidos a pocos meses de haberse ausentadas las lluvias (Junio, Julio, Agosto y Septiembre). O podemos tomar entre 1.1 y 1.3 veces los caudales mínimos de estiaje. Así aprovechamos la mayor disponibilidad hídrica de Enero a Mayo y durante los veranillos en épocas de lluvias.

Pero no debemos sobredimensionar demasiado el sistema, ya que esto aumenta los costos y no se puede permitir que una infraestructura costosa quede subabastecida con agua durante la mayor parte del año. Hay que tener en cuenta también que el inicio de la época de estiaje por lo general la demande de agua aun no es muy fuerte.

La decisión sobre el dimensionamiento del sistema en función al caudal mínimo de estiaje medio, deberá ser tomada en dialogo con los futuros beneficiarios y con juicio, analizando la utilización del agua de riego en las diferentes épocas del año, los costos, etc.

QUEBRADAS	$Q_{(80\%)}$ (lit / seg)	Factor	Q (lit / seg)
Quebrada Almayda Tingo	4.9	1.1	5.488
Quebrada Achuapalla Huayco	1.3	1.1	1.456
CAUDAL DE DISEÑO			7

Tabla 71: Caudales Diseño Fuentes
Fuente: Autores

Los caudales de diseño para un periodo de retorno de 15 años para las obras de protección en las respectivas captaciones son:

CUADRO DE RESUMEN DE CAUDALES MÁXIMOS Q(m^3/seg), PARA UN TR=15 AÑOS					
METODO / CUENCA	HIDROGRAMA CRECIDA	S.C.S	METODO RACIONAL	FORMULAS EMPIRICAS	Q sesgado (diseño) m^3/seg
QUEBRADA ALMAYDA TINGO	33.6	24.16	23.88	27.87	**25.30**
QUEBRADA ACHUPALLA HUAYCO	24.8	12.66	11.82	18.55	**14.34**
QUEBRADA ATAPULO	21.6	12.59	11.77	18.19	**14.18**

Tabla 72: Caudales de Crecidas Máximas.
Fuente: Autores

El caudal de la Quebrada Atapulo será considerado a futuro en los diseños para el Vivero Comunitario de Desarrollo de la Comuna Salamalag Centro, el mismo que corresponde a un caudal promedio de 1 lit/seg.

3.1.5 RECOPILACION DE LA INFORMACION EXISTENTE

Con el fin de contar con la información del proyecto, se procedió a su recopilación determinando la existencia de los siguientes documentos relacionados con el diseño del Sistema de Riego:

- Normas para estudio y diseño de sistema de agua potable para poblaciones mayores a 1000 Habitantes, EX IEOS, SAPSB – MIDUVI, agosto de 1993.

- Cartas topográficas - IGM, en escala 1:50000 y en formato AUTOCAD, de las siguientes zonas: Mulalo, Cotopaxi, Latacunga y Sigchos.

- Mapas Censales – INEC, (2001 y 2010).

- Información técnica sobre los estudios del proyecto "Diseños Definitivos de Varias Comunidades Aledañas", facilitados por el Gobierno Autónomo Descentralizado de Saquisilí.

- Inspecciones de campo, realizada por los Autores al área del proyecto desde noviembre del 2010 a octubre del 2011.

Tipo de tubería	Velocidad máxima (m/s)
Concreto simple hasta 45 cm de diámetro	3.0
Concreto reforzado de 60 cm de diámetro o mayores	3.5
Asbesto-cemento	5.0
Fierro galvanizado	5.0
Acero	5.0
PVC	5.0
Polietileno de alta densidad	5.0

Tabla 73: Velocidades Admisibles.
Fuente: Autores

Después de haber realizado charlas y talleres para promocionar las diferentes alternativas de riego como son: goteo, microaspersión y aspersión, se ha llegado a un consenso para adoptar el sistema de aspersión presurizado por sus características ya que estas se ajustan a la realidad del lugar de proyecto.

GOTEO	MICRO ASPERSION	ASPERSION
– Presiones entre 4m y 35m – Sistemas fijos – Descarga por emisor entre 0.7 y 4.5 l/h – Vida útil de cintas : 2 años – Se presta para zonas más cálidas para poder producir con facilidad diferentes cultivos. – Interesante para sistemas muy intensivos de producción, en zonas más cálidas, aplicando fertilizantes a través de los emisores . – Adecuado para invernaderos. – Indispensable para arboricultura y cultivos permanentes. – Costo: $850 a $3000/ha (sistemas INIA).	– Presiones entre 7m y 30 – Distancia entre líneas y aspersores 1.5 –5 m. – Sistemas fijos (por lo general). – Area mojada por aspersor: .Entre 0.5 y 25 m2 – Descargas por aspersor entre: 33 y 333 l/h – Se presta para viveros en todos los pisos altitudinales y para cultivos en zonas más cálidas, donde se puede producir con facilidad una variedad de cultivos. – Adecuado para invernaderos grandes. – Costo ± $3000/ha hasta ± $5500/ha (viveros forestales).	– Presiones entre 12m y 45m – Distancia entre líneas y aspersores: De acuerdo al tipo de aspersor (7-20m). – Area mojada por aspersor: entre 50 y 200m2. – Descarga por aspersor: entre 0.0625 y 0.9 l/s (225 a 3240 l/h) – Sistemas móviles. – Se presta para todas las alturas porque se puede implementar en pastos en zonas altas como en otros tipos de cultivo en todos los pisos altitudinales. – El viento puede bajar considerablemente la eficiencia. – Costo: $850 a $1750/ha.

Tabla 74: Características de los Sistemas de Riego
Fuente: Estudio FAO, Riego y Drenaje No24

3.1.6 DISEÑO AGRONÓMICO DEL SISTEMA

3.1.6.1 Trazado de la red de riego

Existe un amplio rango de trazados que puede ser implementado para el proyecto de. Sin embargo, con base en consideraciones tales como:

- Aptitud de riego y Topografía
- Redes existentes y Sectorización de usuarios
- Trazados de vías públicas y Accesibilidad
- Construcción y Manejo
- Mantenimiento y Economía

Se ha definido un trazado que presente las mejores características técnicas y económicas. Con el objetivo de facilitar su construcción, manejo y mantenimiento, el trazado sigue en su gran mayoría vías de acceso público, y en preferencia por sectores en los cuales al momento existen canales del propio sistema en funcionamiento.

El trazado de la red se ha realizado en consideración a que el sistema de riego debe funcionar primordialmente a presión.

Para la dotación de agua a parcelas, se estableció en cada uno de los sectores la implementación de hidrantes de servicio; su ubicación se consideró en función a que cada uno de los predios debe ser servido por el sistema.

A cada uno de los hidrantes se ha designado con un número secuencial dentro de cada sector, que a su vez para el diseño son considerados como nodos de caudal. Adicionalmente, como se verá posteriormente, aquellos nudos que no poseen un área de servicio, y que constituyen puntos de unión de dos o más tuberías (usados para el diseño) se los ha designado con una numeración complementaria para el diseño en el Programa Computacional del ***WATER-CAD***.

3.1.6.2 Establecimientos de alternativas de diseño

Para el diseño de las alternativas de diseño se ha considerado las siguientes opciones de manejo:

- Sistema de riego a presión, funcionamiento a turnos
- Sistema de riego a presión, funcionamiento a la demanda

Sistema de riego a presión, funcionamiento a turnos

Esta alternativa de distribución considera la presurización del sistema y su manejo mediante la utilización de turnos. Este modelo de manejo se ha considerado en función del manejo tradicional que se realiza en la zona y que es familiar a los usuarios.

Para el diseño se consideró la implementación de turnos de riego. Es decir una persona podrá regar su predio dos veces al mes.

Para la consideración de los sectores de riego, se ha tomado en cuenta las condiciones topográficas de la zona y que la zonificación de predios por sectores, aglutinen áreas de tamaño similar, con la finalidad de que los caudales circulantes por la red principal, sean lo más similares en el tiempo.

Un factor importante que se ha considerado, es el tratar que los caudales circulantes por cada una de las tuberías, sea el menor posible; esto con la finalidad de que los diámetros de diseño sean los menores posibles.

Esta alternativa de manejo requiere un control por parte de la Junta de Regantes, la implementación de válvulas de control para el manejo de los turnos, implica la necesidad de incorporar elementos de seguridad en el sistema, a fin de controlar y evitar el manipuleo arbitrario de estos accesorios, y por ende, la errónea distribución de agua.

En virtud de evitar pérdidas de agua, en esta alternativa de manejo se ha considerado regar tres veces al mes en intervalos de 24 horas, los laterales deberán ser móviles para cada postura en su respectivo intervalo de aplicación.

Consideraciones especiales:

Ventajas:

- Requiere un bajo nivel de automatización
- Bajo mantenimiento
- Garantiza la calidad del agua
- Evita pérdidas excesivas de agua
- Permite un control de pérdidas
- Bien aplicado permite el ahorro de agua
- Caudal asignado corresponde al máximo demanda
- Ágil respuesta a los cambios de demanda
- Costos de implementación bajos

Desventajas:

- Requiere el manejo diario de válvulas
- No permite el riego nocturno
- Requiere la conducción total del caudal de demanda desde los reservorios
- Requiere la presurización total del sistema de riego.
- Requiere una capacitación para manejo
- Para realizar el riego por gravedad se requiere rompe presiones
- Requiere un control de fugas
- Necesita un control de ingreso de agua al sistema (derivación)
- Tiempo de aplicación limitado por los turnos
- Se debe regir a horarios de riego preestablecidos
- Requiere la adecuación obligada de la conducción
- Su implementación debe ser total y no por partes

Sistema de riego a presión, funcionamiento a la demanda

Esta alternativa considera la red de riego en la modalidad a la demanda; es decir, el agricultor dispondrá de agua en cada una de las tomas las 24 horas del día, los 365 días del año.

Esta alternativa de diseño permite una independencia muy elevada del agricultor. Presenta la ventaja de permitir al agricultor la utilización de agua en el momento que desee, independiente de restricciones de turnos. Esta opción, requiere la presurización total del sistema.

Su implementación requiere una capacitación adecuada de los agricultores en el aspecto de las necesidades de agua de las plantas. Al disponer de agua continuamente, si no existe un criterio de conservación del recurso, puede provocarse el riego excesivo (regar día y noche); sin embargo, si se posee un adecuado conocimiento de los requerimientos de cada cultivo, y con una adecuada implementación de un sistema de riego en parcela, el proceso de riego puede simplificarse en gran medida, lo que conlleva a la mayor disponibilidad de tiempo del agricultor y consecuentemente la posibilidad de mayores de ingresos.

Consideraciones especiales:

Ventajas:

- Requiere un bajo nivel de automatización
- Bajo mantenimiento
- No requiere el manejo diario de válvulas
- Garantiza la calidad del agua
- Permite un control de pérdidas
- Bien aplicado permite el ahorro de agua
- Permite control de heladas
- Facilita el riego nocturno
- Disponibilidad de agua continua

Desventajas

- Requiere la conducción total del caudal de demanda desde los reservorios
- Requiere la presurización total del sistema de riego.
- Requiere una capacitación para manejo
- Para realizar el riego por gravedad se requiere rompe presiones
- Requiere un control de fugas
- Un mal manejo, puede producir excesos de riego
- Necesita un control de ingreso de agua al sistema (derivación)
- No recomendado para topografías con altas pendientes
- Posibilidad de enfermedades
- Requiere la adecuación obligada de la conducción
- Su implementación debe ser total y no por partes

3.1.6.3 Selección de la alternativa óptima

Del análisis de las alternativas de diseño, se aprecia que la diferencia entre las dos opciones consideradas no es significativa; sin embargo, un aspecto importante a considerar, radica en la versatilidad del funcionamiento del sistema y en la escasa disponibilidad de agua.

Al ser un aspecto crítico para el funcionamiento del sistema la disponibilidad de agua en las fuentes (ver estudio hidrológico e hidrogeológico), su aprovechamiento conservación y regulación, es prioritario, en tal sentido la alternativa escogida para el manejo del sistema corresponde a la del ***sistema de riego a presión con el funcionando por turnos de riego***.

3.1.6.4 Diseño Agronómico Primera Alternativa.

Cálculo de las necesidades netas de riego máximas

En este primer proceso determinaremos las necesidades netas de riego máximas, para las cuales diseñaremos el sistema. El procedimiento a seguir consta de los siguientes pasos:

Paso 1. Cálculo de la precipitación confiable al 75%

Tal y como se detallaba en los párrafos anteriores, dado que los datos han sido obtenidos por distintos métodos de evapotranspiración, estos resultados nos proporciona directamente los datos de precipitación confiable al 70%.

Paso 2. Cálculo de la precipitación efectiva

Aplicando las fórmulas siguiente se obtiene una precipitación confiable en función de los usos de suelos del sector: $P_{efectiva} = P\ (125 – 0{,}2P) / 125$

Paso 3. Obtención de los datos de cultivo necesarios para dibujar las curvas del factor Kc

Necesitamos para cada uno de los cultivos la siguiente información:

- Fechas de siembra. Las aproximamos al día 1, el 11 ó el 21 del mes.
- Ciclo total de cultivo.
- Días para cada estado vegetativo.
- Factores Kc para cada estado vegetativo.

Paso 4. Cálculo de la ETo y de las necesidades netas de riego máximas

Para el cálculo de la ETo, deberemos tener en cuenta los dos posibles ciclos del maíz (para el sembrado en noviembre y para el sembrado en febrero) y el ciclo del pasto.

a. Obtener los coeficientes Kc
b. Calculo de la Evapotranspiración Referencial ETo
c. Rellenar los datos de días del crecimiento del cultivo
d. Calculo de la Evapotranspiración del Cultivo ETc
e. Obtener la precipitación efectiva.
f. Finalmente se calcula las necesidades netas diarias de riego.

$$ET_c = K_c \times ET_o$$

$$N_n = ET_c - P_e$$

Con los antecedentes de los pasos anteriores, se procede a realizar los cálculos de los siguientes parámetros para el sistema de riego de la Comuna Salamalag Centro.

Paso 1. Datos de suelo

Mediante ensayos de laboratorio y ensayos semiempíricos (ensayo al tacto), se determina la siguiente información.

a. Infiltración básica (Ib
b. Densidad aparente (da)
c. Capacidad de campo (CC): (θg)
d. Punto de marchitez permanente (PMP): (θ*g*)

Paso 2. Profundidad efectiva de raíces (Pr).

Considerando los dos cultivos de la alternativa planteada, podemos estimar un valor promedio para Pr a partir de los datos de campo o tablas establecidas.

Paso 3. Cálculo del agua utilizable

La calcularemos mediante la ecuación: $AU = 10 \times (CC - PMP) \times da \times Pr$

Paso 4. Dosis neta de riego (Dn)

Dada la alternativa de cultivos de la zona del proyecto, al no ser ninguno un cultivo en extremo delicado, podemos considerar un déficit permisible de manejo (DPM) del50%, la dosis neta de riego será:

$$Dn = DPM \times AU / 100$$

Paso 5. Máximo intervalo entre riegos

El máximo intervalo entre riegos será el máximo tiempo que puedo dejar entre dos riegos consecutivos de tal manera que el déficit de humedad no sea inferior al DPM. Se calcula mediante la fórmula:

$$IM\ (días) = Dn\ (mm) / Nn\ (mm/día)$$

Debe quedar claro que este es un intervalo máximo por razones agronómicas, el cual podrá ser menor si así lo estimamos conveniente.

Paso 6. Dosis neta ajustada (Dn aj)

Se puede variar el intervalo entre riegos respecto al máximo (por el ajuste a número entero y por el ajuste al número de regantes), es necesario recalcular la dosis neta de agua que se deberá aplicar en cada riego:

$$Dn\ aj = I \times Nn$$

No olvidemos que esta dosis no es más que una medida de volumen hablamos de aplicar un volumen de “X” litros de agua por cada metro cuadrado de suelo.

Paso 7 Dosis bruta de riego (Db)

En los sistemas de riego siempre se producen una serie de pérdidas tanto en la conducción del agua hasta la parcela (roturas, fugas, etc.) como en la aplicación del agua al cultivo (percolación, viento, escorrentía, etc.). Con el fin de asegurarnos de que la cantidad de agua que se necesita llega efectivamente al cultivo, se suele aplicar una cantidad ligeramente superior a la estrictamente necesaria (la Dn aj) que dependerá en gran medida del sistema de riego utilizado.

El cálculo de la Db se realizará con la siguiente fórmula:

$$Db\ (mm) = 100 \times Dn\ aj\ (mm) / Ea\ (\%)$$

Donde Ea es la denominada eficiencia de aplicación del sistema de riego. A efectos de diseño, este factor tomará los siguientes valores:

Sistema de riego	E_a
Aspersión	75%
Goteo	90%
Superficie	50%

Tabla 75: Eficiencia del Riego
Fuente: FAO

Paso 8 Tiempo de aplicación (ta)

El tiempo de aplicación no es más que el tiempo que deberá estar regando cada aspersor para poder aplicar la dosis bruta calculada en el paso anterior. Este tiempo de aplicación dependerá de dos factores:

a. La tasa de infiltración básica del suelo. La dosis bruta de riego (el volumen de agua) deberá aplicarse en un tiempo lo suficientemente largo como para que no se produzca encharcamiento.

b. La pendiente del terreno. En aspersión (sólo sucede en este método de riego), si la pendiente del terreno es muy pronunciada, puede producirse escorrentía si el caudal que lanzan los aspersores es demasiado alto, aun cuando ese caudal sea menor a la tasa de infiltración básica.

El tiempo mínimo de aplicación se calcula mediante la fórmula:

$$t_{a\,min}\ (h) = \frac{100 \times D_b\ (mm)}{I_b\ (mm/h) \times f_p\ (\%)}$$

Donde recordemos que Ib es la tasa de infiltración básica del suelo, y fp es un factor de reducción por la pendiente que está dado por la Tabla 8.

Pendiente	f_p
0 – 8%	100%
9 – 20%	80%
> 20%	60%

Tabla 76: Valores del Factor de Reducción por la Pendiente
Fuente: FAO

Paso 9. Necesidades brutas (Nb)

Antes de explicar el cálculo de estas, debemos insistir nuevamente en la diferencia entre necesidad y dosis de riego. La necesidad es el volumen diario que necesitamos aportar a la planta por día. Como no regamos todos los días sino que utilizamos el suelo como “almacén” de agua, el día que reguemos deberemos aportar el agua de ese día más el de todos los días que hemos pasado sin regar.

Es decir, si por ejemplo dejamos entre riego y riego (el intervalo entre riegos) cinco días, el día que reguemos deberemos aportar las necesidades de los cinco días, las cuales quedarán "almacenadas" en el suelo y serán absorbidas poco a poco por la planta. Estas necesidades para el total de cinco días es lo que denominamos la dosis. En términos técnicos tendremos que:

$$D = N \times I$$

Dónde: D es la dosis, N las necesidades diarias, e I el intervalo entre riegos. Una vez repasados estos conceptos, calculamos ahora las necesidades brutas de riego, las cuales necesitamos para el paso siguiente y están dadas por la fórmula:

$$Nb\ (mm) = 100 \times Nn\ (mm) / Ea\ (\%)$$

Paso 10. Área regable o caudal necesario

Antes de explicar el procedimiento en este paso, es necesario desterrar un error que frecuentemente se escucha en boca de productores y algunos técnicos. En riego, el hecho de construir un tanque de almacenamiento no nos va a permitir regar más área, sino que nos hace posible regar el mismo área en menos tiempo, y por tanto, con más comodidad. Debemos considerar el hecho de que en riego, al contrario que pasa con los sistemas de agua potable, es posible establecer turnos de tal manera que el caudal que esté saliendo por el conjunto de aspersores en un solo turno sea igual al proporcionado por la fuente, por el pozo, o por la toma del río. Estableciendo turnos lo suficientemente largos que permitan dejar los aspersores regando por la noche, el sistema está operando durante prácticamente todo el día y nos ahorramos la necesidad (y el costo) de construir un tanque de almacenamiento.

Paso 10a. Caudal mínimo necesario para regar una superficie dada.

Lo calcularemos mediante la fórmula:

$$Q_m\ (L/s) = \frac{N_b\ (mm/d) \times S\ (m^2)}{3600 \times t_{os}\ (h)}$$

Dónde:

Qm = caudal mínimo
S = superficie regable.
tos = tiempo de operación del sistema.

Paso 10b. Superficie máxima regable con una caudal dado.

Con la fórmula anterior pero despejando la superficie:

$$S_M\ (m^2) = \frac{3600 \times t_{os}\ (h) \times Q\ (L/s)}{N_b\ (mm/d)}$$

Dónde: S_M es la superficie máxima.

La clave principal de estas dos ecuaciones es determinar previamente el tiempo de operación del sistema. El valor que se suele tomar es el de 21 horas, de tal manera que siempre existen tres horas disponibles durante el día para cambios de turno, reparaciones, etc. Esto suele implicar caudales ligeramente superiores (14%) o superficies de riego ligeramente inferiores (12.5%) a los potenciales.

No obstante, podremos utilizar un ***t_{os}* de 24 horas** en los dos casos siguientes:

1. Que la utilización del valor de 21 horas provoque disminuciones apreciables en la superficie de riego por productor. Si el presupuesto del que disponemos nos lo permite, podemos construir un pequeño tanque que almacene el caudal suministrado por la fuente o toma en cinco horas como máximo.

2. Que exista un tanque ya construido. En este caso procederemos de la siguiente manera:

   Primeramente, con el fin de optimizar el tamaño del tanque y aprovechar toda su capacidad, calcularemos el "tos" máximo mediante la ecuación:

$$t_{os}\ (h) \leq 24 - \frac{V_t\ (m^3)}{3.6 \times Q\ (L/s)}$$

   Donde *Vt* es el volumen del tanque y las demás variables ya son conocidas.

   Seguidamente calcularemos el caudal instantáneo (Qi). El caudal que proporciona un pozo, un naciente o una toma de río se denomina también caudal continuo, pues es el caudal que la fuente de agua, sea del tipo que sea, proporciona de manera continua. El caudal instantáneo es en cambio el proporcionado por un tanque de almacenamiento que ha estado llenándose durante un número determinado de horas. Obviamente, el caudal continúo de un tanque siempre será mayor que el continuo de la fuente con la que se llena el tanque, pues al abrir la llave del mismo saldrá tanta agua como la que está entrando (el caudal continuo), más parte del agua almacenada.

   La fórmula para calcular el caudal instantáneo de un tanque es la siguiente:

$$Q_i\ (L/s) = Q\ (L/s) + \frac{V_t\ (m^3)}{3.6 \times t_{os}\ (h)}$$

   Siendo Qi el caudal instantáneo y Q el caudal de la fuente, pozo o toma (el caudal continuo).

   Por último, calcularemos la superficie máxima regable con la misma ecuación que se mostró arriba, pero sustituyendo el caudal continuo por el instantáneo:

$$S_M\ (m^2) = \frac{3600 \times t_{os}\ (h) \times Q_i\ (L/s)}{N_b\ (mm/d)}$$

Paso 11. Selección del aspersor

A la hora de seleccionar el tipo de aspersor con el que regaremos, debemos hacer las siguientes consideraciones:

- No es válido cualquier aspersor para el sistema de riego que estemos diseñando. Cada aspersor tiene su rango de funcionamiento óptimo según la presión disponible.

- Esto hace necesario que debamos contar con los datos técnicos de los aspersores que potencialmente podemos utilizar en el proyecto.

- Los aspersores no duran para siempre, y cada cierto número de años deberán reemplazarse. Con el fin de garantizar la sostenibilidad del sistema en términos de un adecuado funcionamiento del mismo, a la hora de seleccionar el aspersor, deberemos tener en cuenta los aspersores disponibles en los agroservicios locales, o en aquellos dónde sea factible que acudan los productores a renovar el equipamiento.

- No obstante lo anterior, debemos desaconsejar la utilización de aspersores de jardinería baratos y de calidad dudosa.

Una vez que hemos presentado cómo interpretar los datos técnicos de los aspersores, pasamos a detallar el procedimiento de selección en sí. Este consistirá básicamente en ir aplicando una serie de condiciones o filtros con el fin de ir reduciendo la gama de aspersores utilizables:

- El primer filtro lo constituirá, obviamente, las marcas y boquillas disponibles en los agroservicios locales.

- El segundo filtro lo constituirá la presión disponible en el sistema

- La tercera condición que deberá cumplirse es que el número de aspersores que vayan a funcionar simultáneamente deberán sumar en conjunto un caudal aproximadamente igual al caudal disponible en el sistema (el caudal continuo para sistemas sin tanque de almacenamiento, y el instantáneo en sistemas con tanque).

  Por tanto, la expresión para calcular este número (nasp), será:

$$n_{asp} = \frac{Q}{q_{asp}}$$

  El resultado deberemos, obviamente, ajustarlo al número entero inferior. Posteriormente, deberemos calcular el déficit de caudal, el cual no deberá ser menor de un 5%. Para calcular esté déficit se utiliza la expresión:

$$\text{déficit } (\%) = \frac{n_{asp} \times q_{asp} - Q}{Q} \times 100$$

- La precipitación provocada por un aspersor es menor, cuanto menor es la distancia al mismo. Por tanto, con el fin de que la cantidad de agua con la que se riega una determinada parcela sea uniforme, deben traslaparse los aspersores. La distancia a la que suelen traslaparse los aspersores está dada por la fórmula:

$$s\ (m) \leq 0.6 \times D_h\ (m)$$

Donde s y Dh son respectivamente la separación entre aspersores y el diámetro húmedo de los mismos, expresados ambos en metros.

- Se denomina pluviometría de un aspersor a la precipitación artificial que este crea y que se mide, igual que la natural, en mm/ h. Para su cálculo se utiliza la expresión:

$$Pluv_{asp}\ (mm/h) = \frac{q_{asp}\ (L/h) \times 3600}{s^2\ (m^2)}$$

Con el fin de que no se produzca ni encharcamiento ni escorrentía, esta pluviometría deberá ser inferior a una infiltración máxima que estará determinada por el producto de la infiltración básica del suelo (Ib) y el factor de reducción por la pendiente (fp):

$$Pluv_M\ (mm/h) = I_b\ (mm/h) \times \frac{f_p\ (\%)}{100}$$

Paso 12. Cálculo del tiempo de aplicación (t_a)

El tiempo de aplicación que resultará dada la pluviometría del aspersor elegido estará dado por la expresión:

$$t_a\ (h) = \frac{D_b\ (mm)}{Pluv_{asp}\ (mm/h)}$$

Si resultara un ta superior al tos, deberíamos regresar al paso 5 y reducir el intervalo de aplicación.

Paso 13. Superficie por postura (S_{post})

Una postura de riego es la superficie que se riega de manera simultánea. No debemos confundirlo con turno, ya que este último concepto tiene que ver con el número de regantes. Esta superficie estará determinada por la expresión:

$$S_{post}\ (m^2) = n_{asp} \times s^2\ (m^2)$$

Paso 14. Número de posturas por día (n_{post})

Se calculará con la expresión y se ajustará posteriormente a un número entero.

$$n_{post} = \frac{t_{os}}{t_a}$$

Paso 15. Superficie regada por día (S_d)

Calculada con la expresión:

$$S_d\ (m^2) = S_{post}\ (m^2) \times n_{post}$$

Paso 16. Comprobación

Con el fin de comprobar la bondad de los cálculos efectuados, comprobaremos que la superficie regada por día multiplicada por el intervalo entre riegos es aproximadamente igual a la superficie total bajo riego:

$$S_d \times I = Area\ Real$$

3.1.6.5 Diseño Agronómico Segunda Alternativa.

Como segunda alternativa se aplica algunas condicionales entre estas el tiempo que calculado en paginas posteriores se justificará la entrega de agua en todo el sistema de riego durante las 6 horas de luz que existen en un día (13:00 – 19:00H), de lunes a sábado y el domingo para mantenimiento del sistema de riego.

Dosis de Riego

La dosis de riego es la cantidad de agua que debemos aplicar a nuestras plantas en función de sus necesidades específicas. Se suele expresar en litros por metro cuadrado y año (l/m^2/año) para pequeñas superficies, y en metros cúbicos por hectárea y año (m^3/ha/año) para zonas de cultivo.

Dosis Máxima de Riego

Las plantas no aprovechan la humedad del suelo hasta cierta profundidad, por lo que más allá de esa profundidad las raíces no pueden absorber, entonces la absorción es variable según la profundidad y el sistema radicular.

La determinación de la dosis máxima de riego, requiere pues del conocimiento de los coeficientes hidráulicos del suelo y la profundidad útil de las raíces, partiendo de estos datos se la calcula fácilmente. Debemos anotar que los datos de punto de retención y punto de marchitamiento, recalcando que la zona de nuestro proyecto tiene características franco arenoso, estipulado en el estudio de suelos.

$$\boldsymbol{Dm = 10000\, m^2 * h * (CP - PMP)}$$

Dónde:

Dm = Dosis máxima de riego. (m^3/ha)
h = profundidad de las raíces (m)
CP =punto de retención o capacidad de campo
PMP =punto de marchitamiento

Este valor Dm, dosis máxima, como la hemos calculado, como un máximo de la cantidad de agua que hay que dar en cada riego, que en principio no se debe alcanzar nunca, y debe ser un dato teórico para alcanzar la dosis práctica.

Dosis Práctica; Dosis Real

Ahora vamos a ver que la dosis práctica, que se debe regar para los meses de mayor sequía, no debe sobrepasar la dosis máxima, como explicamos anteriormente esta dosis solo es un parámetro teórico para alcanzar la dosis en cuestión, con estas consideraciones la dosis practica será 2/3 de la dosis máxima.

$$\boldsymbol{Dp = \frac{2}{3} * Dm = \frac{2}{3} * 10000 * m^2 * h * (CP - PMP)}$$

Dónde:

Dp = Dosis practica e riego. (m^3/ha)

Dm = Dosis máxima de riego. (m^3/ha)

h = profundidad de las raíces (m)

CP =punto de retención o capacidad de campo

PMP =punto de marchitamiento

Algunos autores consideran que el punto de marchitamiento está mal definido y es difícil determinar con precisión en la práctica, y proponen lo siguiente, la cual en nuestro diseño no utilizaremos.

$$\boldsymbol{Dp = \frac{1}{3} * 10000m^2 * h * CP}$$

Dp entonces es una dosis práctica que hay que dar aproximadamente en cada riego durante los meses de mayor requerimiento. Finalmente las necesidades de las plantas conducen a elegir una dosis real que se determina así:

$$Dr = \frac{Q}{N}$$

$$Dr \leq Dp$$

Dónde:

Dr = Dosis real de riego. (m^3/ha)

Dp = Dosis practica de riego. (m^3/ha)

Q = Caudal (m^3/ha)

N = Numero de riegos (# entero)

El número de riegos para satisfacer las necesidades de la planta será:

$$N * Dp = Q$$

Los N riegos se sucederán a intervalos como:

$$N * T = 1 mes$$

A continuación se presenta un cuadro resumido sobre los cálculos realizados para la obtención de los parámetros anteriormente expuestos.

Agua Disponible en el Suelo	
CC- PMP	0.089

Dosis Maxima de Riego (m^3/has)
Dm= 10000 m^2 * h*(CP-PMP)
890

Dosis Practica de Riego (m3/ has)
Dp (2/3)*Dm = (2/3)* 10000 m^2 * h*(CP-PMP)
593.33

Dosis Practica de Riego por Hectarea	
Dpi = (Dp/10000)(m)	Dpi = (Dp/10000)(mm)
0.059	59.33

Area Proyecto (ha)	121.4
Dp (m^3/ha)	593.33
V = A* Dp (m^3)	72030.7

Tabla 77: Resumen de Cálculos Agronómicos
Fuente: AUTORES

Programación del Riego

La programación de riego tiene por finalidad el ahorro de agua y de energía sin reducir la producción, tratando de responder a las siguientes preguntas:

- Cuando se debe regar.
- Cuanta cantidad de agua se debe aplicar en cada riego.
- Cuánto tiempo se debe aplicar el agua en cada riego.

En el caso de la aspersión, la permeabilidad del suelo no tiene mucha importancia ya que este entrega el agua en forma de lluvia la misma que debe infiltrarse. Solo hay que respetar una condición la cual es: La densidad de aspersión del aparato (aspersor) debe ser menor o igual a la velocidad de infiltración K del agua del suelo.

$$\delta \leq K$$

Dónde:

δ= *densidad de aspersión del aparato.*
K= *velocidad de infiltración.*

Para el sistema de riego como lo indicamos anteriormente disponemos de un caudal de 7 lit/seg., con este caudal no podremos satisfacer las demandas de riego por lo que se tiene que distribuir en zonas, distribuyendo los ramales en tres redes de riego como detallamos a continuación:

ZONA	RAMAL	Q (lit/seg)
ZONA 1	Red Santa Maria	2.83
	Red Alta	12.26
ZONA 2	Red Media	9.23
	Red Baja	4.83
CAUDAL TOTAL =		29.15

Tabla 78: Tabla de Distribución de Caudales por Zonas
Fuente: AUTORES

Como podemos observar en la Tabla 78 aproximadamente el caudal a distribuir cada día en cada área es de 30 lit/seg, vemos que ese caudal sobrepasa el caudal que tenemos de nuestra fuente que es de 7 lit/seg, por lo que se tiene que construir un tanque reservorio para suplir este caudal faltante.

Por conocimiento previo nuestro proyecto es un riego por aspersión en el cual se lo ha dividido en dos periodos que a continuación detallamos:

PERIODO	Q (fuente) (lit/seg)	Q (riego) (lit/seg)	Horas Riego	Horas de Recarga Reservorio	Horas extras Recarga Reservorio	Volumen Total Reservorio (m^3)
Diciembre - Julio	7	30	4.5	19.5		10848.6
Agosto - Noviembre	7	30	6	18	8.5	14162.4

Tabla 79: Tabla de Periodos de Riego
Fuente: AUTORES

A continuación se detalla los caudales necesarios para suplir el riego en los periodos comprendidos: diciembre – julio (invierno) y agosto – noviembre (verano).

PERIODO DICIEMBRE - JULIO	
CAUDAL NECESARIO DE RIEGO (lit/seg)	30
CAUDAL EN LA FUENTE (lit/seg)	7
TIEMPO DE RECARGA DEL RESERVORIO (h)	19.5
TIEMPO DE APLICACION DE RIEGO (h)	4.5
VOLUMEN NECESARIO PARA UN DIA DE RIEGO	
$V = Q_{(fuente)} * t_{(recarga)}$ (litros)	491400
$V = Q_{(fuente)} * t_{(recarga)}$ (m^3)	***491.4***
CAUDAL A DISTRIBUIR POR DIA	
$Q = V / t_{(aplicacion\ riego)}$ (lit / seg)	***30.33***

Tabla 80: Tabla de Caudal Periodo II de Riego
Fuente: AUTORES

PERIODO AGOSTO - NOVIEMBRE	
CAUDAL NECESARIO DE RIEGO (lit/seg)	30
CAUDAL EN LA FUENTE (lit/seg)	7
TIEMPO DE RECARGA NORMAL RESERVORIO (h)	**18**
TIEMPO DE RECARGA EXTRA RESERVORIO (h)	8.5
TIEMPO TOTAL DE RECARGA RESERVORIO (h)	26.5
TIEMPO DE APLICACION DE RIEGO (h)	**6**
VOLUMEN NECESARIO PARA UN DIA DE RIEGO	
$V = Q_{(fuente)} * t_{(recarga)}$ (litros)	667800
$V = Q_{(fuente)} * t_{(recarga)}$ (m^3)	***667.8***
CAUDAL A DISTRIBUIR POR DIA	
$Q = V / t_{(aplicacion\ riego)}$ (lit / seg)	***30.92***

Tabla 81: Tabla Caudal Periodo I de Riego
Fuente: AUTORES

El caudal obtenido es de 30.92 lit/seg. El mismo que puede suplir el caudal de las zonas de riego sin ningún problema.

En el proyecto se dará 4.5 horas de agua en el día a partir de las 14h30 hasta las 19h00, y el tiempo restante del día donde no se abastece de riego se almacenara en el tanque reservorio lo cual son 19.5 horas a partir de las 19h00 hasta las 14h30 del siguiente día, valido para el periodo de diciembre a julio, en el mes julio no se surtirá de riego las 3 primeras semanas ya que en este periodo se embalsará el volumen necesario para suplir el periodo de sequía.

De la misma forma en el proyecto se dará 6 horas de agua en el día a partir de las 13h00 hasta las 19h00, y el tiempo restante del día donde no se abastece de riego se almacenara en el tanque reservorio lo cual son 18 horas a partir de las 19h00 hasta las 13h00 del siguiente día, para suplir el volumen necesario de riego para este periodo, en el mes de julio se embalsará 14162.4 m^3 para ser distribuido en el siguiente periodo de agosto a noviembre.

Método de Distribución por Turnos

Método utilizado donde las propiedades de los usuarios son bastante fraccionadas, tomando en cuenta que el proyecto consta de 117 parcelas en 121.42 hectáreas, este método es el más adecuado para ser aplicado en nuestro proyecto.

Principio del Método

"No se hace llegar el agua a cada propietario sino a intervalos determinados, pero con un caudal igual al módulo o sea generalmente mucho más importante que el caudal continuo necesario. El tiempo durante el cual esta propiedad recibe de esta manera el agua, es reducido en proporción, de manera que reciba finalmente el volumen suscrito y no más".

El caudal que se le da sin interrupción, en la distribución por rotación, es el tiempo durante el cual se suministra un caudal constante, el módulo es el mismo para todos los usuarios, que es función de la superficie que riega. Esto presenta primero la ventaja de suministrar a una medida de caudal, siempre delicada, una medida de tiempo mucho más fácil y después de cada riego se hace con un caudal igual al módulo que, por definición y elección, es un caudal abundante y fácil de manejar.

3.1.6.6 Diseño de los Aspersores

Los emisores o aspersores de agua son los dispositivos que distribuyen el agua en forma de lluvia, son parte muy importante del equipo del riego por aspersión y por tanto el modelo, alcance, partes, tipo de lluvia, etc. deben formar parte del diseño de nuestro estudio.

La elección de la ubicación de los aspersores, es un apartado de suma importancia, en el momento de proyectar un riego a fin de obtener una óptima y regular distribución del agua en la superficie a regar.

Se deberá tener una especial atención para asegurarse de que toda la superficie a regar queda efectivamente cubierta. Las áreas irregulares, presencia de árboles, arbustos etc., imponen un ajuste en la ubicación de los aspersores, generando gráficos geométricos irregulares o de formas no perfectamente congruentes.

Por este motivo es necesario actuar con un poco de subjetividad a la hora de ubicar los aspersores y de escoger la separación adecuada entre ellos, respetando al máximo posible las distancias marcadas por las características dadas por el fabricante.

Nuestra elección debe estar basada en función de tres parámetros principalmente:

- Áreas a regar.
- Tipo de plantas a regar.
- Caudal y presión disponibles.

Área a regar: dependiendo de la forma y extensión a regar debemos utilizar uno u otro tipo de emisor. Para grandes extensiones se pondrán aspersores, ya que son los que más radio de alcance tienen (entre 8-13 m y caudales entre 0,4-2 m3/h y en aspersores para grandes superficies entre 12-20 m y caudales entre 1 y 6 m3/h). Para zonas más estrechas conviene colocar difusores debido a su menor radio de alcance (entre 3-5 m y caudales entre 0,3-0,9 m3/h).

Tipos de plantas a regar: aquí lo que debemos tener en cuenta es la cantidad de suelo ocupado por las raíces de las plantas a regar, por ejemplo si se trata de pasto, las raíces ocuparían la totalidad de la capa superficial del suelo, con lo que deberíamos suministrar el agua sobre toda la superficie a modo de lluvia.

Sin embargo si se trata de una planta aislada, como podría ser un árbol o un arbusto, las raíces se encuentran en una zona más o menos localizada, y bastaría la utilización de un sistema que nos suministrara el agua solo en esa zona, y no derrochar así agua, ni alimentar otro tipo de plantas no deseadas (malas hierbas).

Caudal y presión disponibles: más que el caudal, el factor limitante es la presión, ya que si tenemos poco caudal podemos regar aunque necesitemos mayor tiempo de riego, sin embargo si falta presión no podemos regar, a no ser que la elevemos mediante la utilización de una bomba.

Respetaremos siempre las características de los emisores en lo referente a caudal, presión de funcionamiento, alcance, pluviometría.

Datos Técnicos

Como indicamos anteriormente existe una variada gama de tipos de aspersores, mediante una visita a PLASTIGAMA, se nos explicó como determinar el tipo de aspersores, esto se da más por el caudal, presión y por la variedad de cultivos de la zona proyectada para el riego, además como hay varios tipos de aspersores se debe observar cuál de ellos se encuentra en el mercado, escogiendo el siguiente tipo de aspersor el cual si se encuentra de venta dentro del mercado ecuatoriano.

Boquilla		Diámetro de mojado (@ 20 PSI)			Caudal (lph)				
Color	(mm)	Rotor			Presión de trabajo (PSI)				
		Normal	Medio	Invertido	15	20	30	35	40
Plomo	0.80	5.20	5.00	5.80	25	31	36	41	45
Negro	0.90	5.80	5.20	6.00	28	35	40	45	50
Lima	1.00	6.20	5.60	6.10	34	43	50	56	62
Beige	1.10	7.00	5.60	6.20	37	46	55	62	68
Blanco	1.14	7.60	7.00	6.60	45	55	63	71	78
Amarillo	1.20	8.20	7.80	6.80	52	63	73	81	90
Marrón	1.30	8.20	8.00	7.20	58	71	82	91	100
Púrpura	1.40	8.40	8.00	7.50	63	78	90	101	111
Verde	1.50	8.40	8.00	7.50	73	88	103	115	126
Lavander	1.60	9.20	8.20	7.50	77	94	109	121	134
Naranja	1.80	8.40	8.20	7.60	91	112	129	145	157

Tabla 82: Aspersores Estándar
Fuente: PLASTIGAMA

ASPERSORES	PRESIÓN EN LA BOQUILLA (PSI)					
	25	30	35	40	45	50
2014 HS - 1 - 1/2" M						
Boq # 7 (7/64") Lima						
Caudal (gpm)	1.68	1.84	1.99	2.12	2.25	2.37
Diámetro a 0.50 m	20.14	20.75	21.36	21.97	22.58	22.89
Boq # 9 (9/64") Gris						
Caudal (gpm)	2.81	3.08	3.33	3.56	3.78	3.98
Diámetro a 0.50 m	21.06	21.67	22.28	22.89	23.50	23.80

Tabla 83: Aspersores Estándar (1)
Fuente: PLASTIGAMA

Densidad de Aspersión

El caudal del aparato escogido o del grupo de aparatos funcionando simultáneamente es el modulo **"m"** de riego; la superficie regada por este o estos aparatos es la unidad de parcelaria de riego **"s"**; así, pues, el resultado de dividir estos dos parámetros nos expresa la densidad de riego llamada densidad de aspersión y que está fijada independientemente de las características del suelo, y que no tiene que ver con la velocidad de infiltración **K**.

$$\delta = \frac{m}{s}$$

Dónde:

δ= Densidad de aspersión expresada comercialmente en mm. /h

En este método de riego (aspersión), cada punto de la parcela regada recibe directamente el agua que se le destina y no peligra de ser privada de ella por el hecho de ser un suelo muy permeable cuyas únicas partes de cota alta absorberían la totalidad del caudal suministrado.

Por tanto, incluso si $\boldsymbol{\delta}$ no es más que la mitad o la décima parte de $\boldsymbol{K}$, el riego se lo hará aun en buenas condiciones; bastara con aumentar en razón inversa la duración t del riego. Estas consideraciones hacen entender porque en tierras muy permeables el riego por aspersión si es posible y con resultados óptimos.

Por lo general la densidad de aspersión está comprendida entre:

$$\mathbf{2}\,\frac{\boldsymbol{mm}}{\boldsymbol{hora}} - \mathbf{20}\,\frac{\boldsymbol{mm}}{\boldsymbol{hora}}$$

La permeabilidad puede variar de acuerdo a la siguiente tabla:

PERMEABILIDAD DEL TIPO DE SUELO	VEL. INFILTRACIÓN K	DENSIDAD DE ASPERSIÓN δ
Tierras con permeabilidad media	10^{-5} m/seg. < K<10^{-4} m/seg.	10 mm. / h
Tierras compactas e impermeables	K> 10^{-4} m/seg.	< 2 mm. / h

Tabla 84: Parámetros de Riego
Fuente: El Regadío, Maurice Poirre y Charles Ollier

Dosis y Duración del Riego

La determinación de la dosis en el caso de riego por aspersión no lleva consigo ninguna sujeción especial en principio, en la práctica es corriente, en tal método, regar cada semana entonces la dosis de riego será igual a cuatro necesidades mensuales.

Sea ***dr*** esta dosis real expresada en agua en altura, la duración ***t*** será en función de la dosis y la densidad de aspersión.

$$t = \frac{dr}{\delta}$$

Se presenta un grupo de cuadros resumidos de cálculo del proceso de selección y diseño en función de los parámetros anteriormente señalados.

# Aspersores = Q(Total)/ Q (aspercion)	914
Q' = Q aspersor * # Aspersores (lit / seg)	58.4
Condicionante No1 δ ≤ K	
K (m/seg) velocidad de inflitracion	0.0001
δ (mm/h)	10
δ (m/seg)	2.77778E-06
Area de Riego	
Area de Riego S = Q'/ δ (m^2)	21024
Cada parcela unitaria debera ser regada por un tiempo	
t= (Dr / δ) horas	6

Tabla 85: Tiempo Aplicación Aspersor
Fuente: Autores

En función de la disponibilidad del recuro hídrico como limitante y el número de beneficiarios, se propone establecer 1 turnos de riego de 6 horas desde el Lunes hasta el Sábado, para los meses de sequía que corresponden los meses de Agosto, Septiembre, Octubre y Noviembre que cubrirá el 100% del área efectiva de riego de 121.42 hectáreas en el transcurso de los días de riego.

Para los demás meses se ha establecido un riego mínimo de 1 turno de 4 horas, desde el lunes hasta el sábado, esto para suplir los veranillos y los cambios climáticos que se generen es estos meses.

CALENDARIO DE RIEGO PARA EL PRIMER CICLO (PRIMER MES)																															
DIAS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1
RIEGO	A	B	A	B	A	B		A	B	A	B	A	B		A	B	A	B	A	B		A	B	A	B	A	B		A	B	A

Tabla 86: Calendario de Riego para la Comuna Salamalag Centro.
Fuente: Autores

3.1.6.7 Disposición por Aspersores

Siendo circular la superficie regada por los aspersores, estos círculos deben solaparse o cortarse, no solo para que la totalidad de la superficie del suelo sea regada, sino también para que el riego sea uniforme, como se puede observar en las Gráfico 84 y Gráfico 85 Para esta ubicación se toma el radio del círculo aproximadamente a los 9/10 del alcance del chorro para tener igualmente en cuenta la acción del viento que lo desplaza.

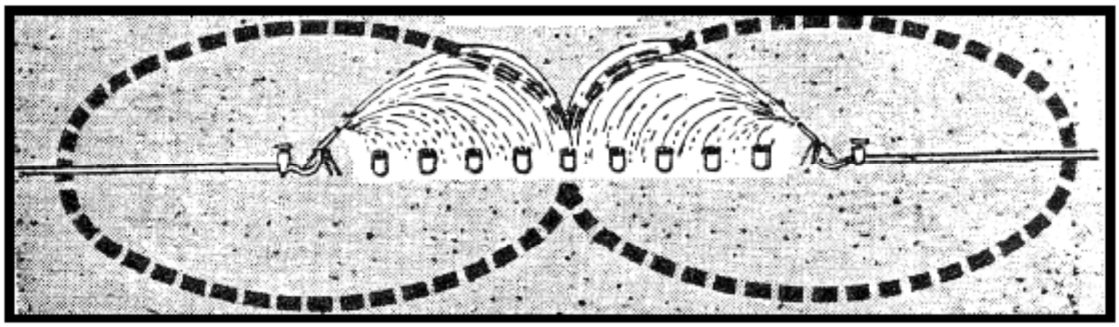


Gráfico 84: Disposición no adecuada de los aspersores, los puntos exteriores no reciben toda el agua precisa, cuando los círculos regados no se cortan.

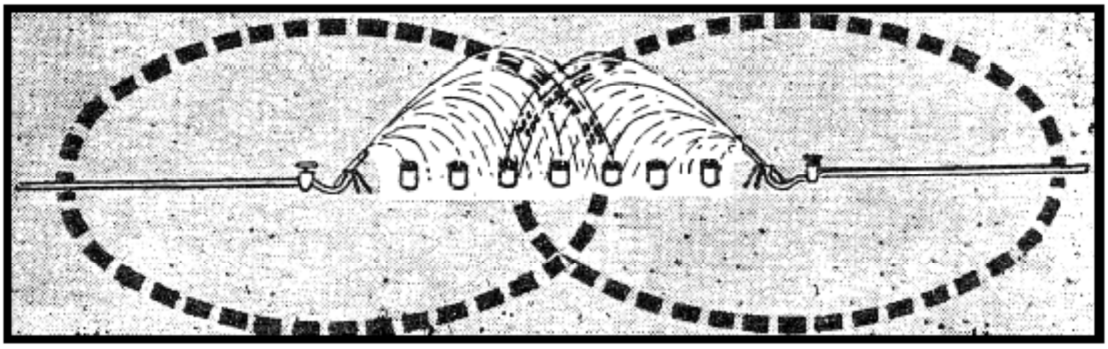


Gráfico 85: Disposición adecuada de los aspersores, los puntos exteriores reciben toda el agua precisa, cuando los círculos regados se cortan.

Numero de Movimientos al Día del Sistema

El número de movimientos está establecido por los acoples rápidos que tenga el área a regar, como vemos en la Gráfico 86 tenemos **n** acoples rápidos y **x** aspersores en la línea, los cuales regaran las 6 horas establecidas para el riego, estos rotaran por todo el terreno hasta cubrir toda el área pero solo en el tiempo establecido, hay que recordar que la rotación depende del dueño de la parcela el mismo que tendrá la responsabilidad de mover la línea para tener una correcta distribución del agua, caso contrario el líquido se desperdiciara y los cultivos no tendrán la adecuada lámina de agua.

El tiempo en cada acople rápido está dado por la siguiente expresión:

$$t_{c\ acople} = \frac{tiempo\ de\ riego}{\#movimientos - dia}$$

En el correspondiente Anexo No 3.1 referente a este capítulo, se adjunta la respectivas Matrices de Cálculo y la documentación de respaldo de las alternativas antes mencionadas. Finalmente se presentan un cuadro de resumen de la segunda alternativa y tres formas tipo de distribuir los aspersores en las respectivas parcelas.

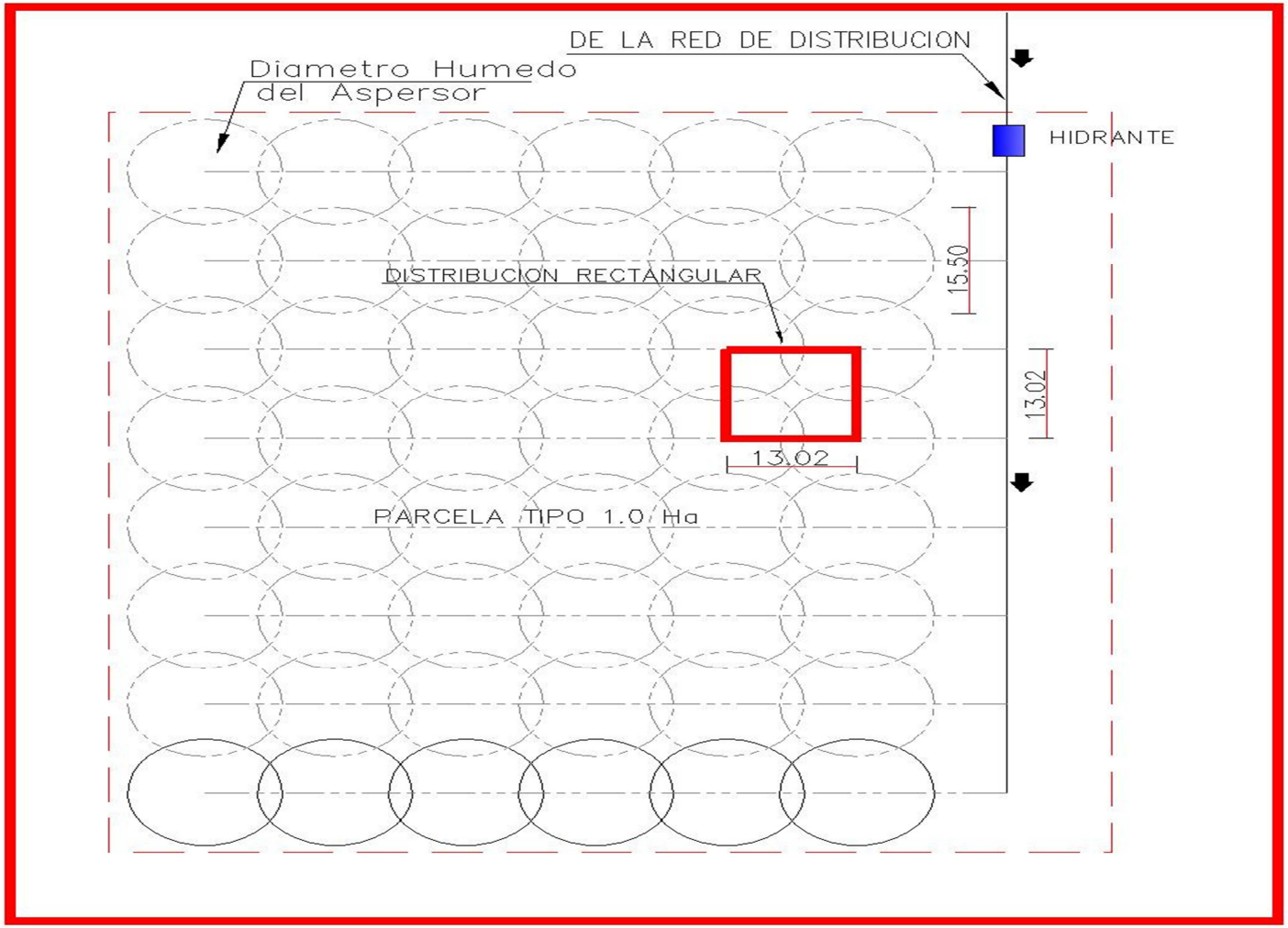


Gráfico 86: Distribución Tipo para Alternativa No2.
Fuente: Autores

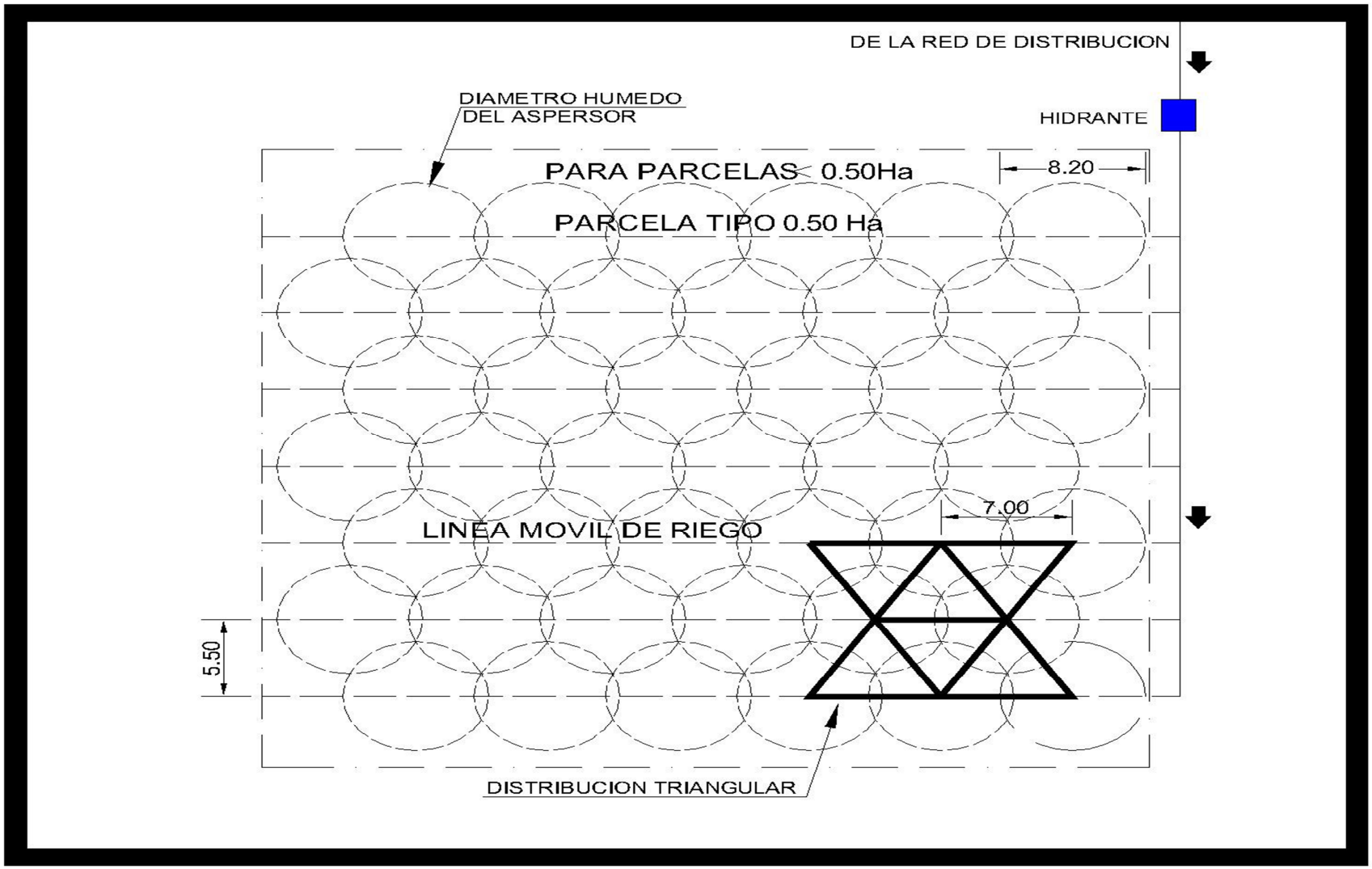


Gráfico 87: Distribución Tipo I para Alternativa No1.
Fuente: Autores

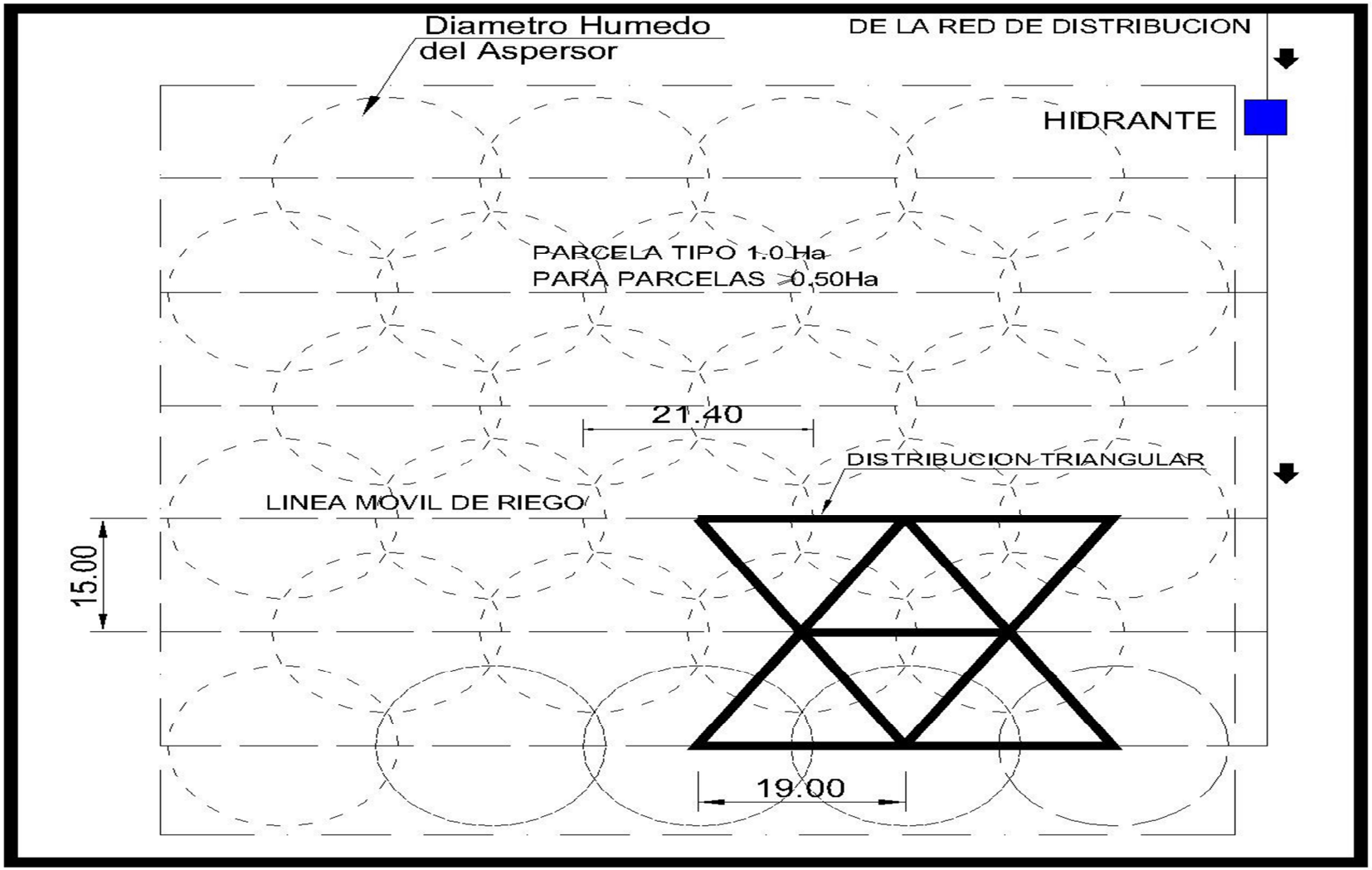


Gráfico 88: Distribución Tipo II para Alternativa No1.
Fuente: Autores

3.1.7 DISEÑO HIDRÁULICO, CONDUCCIÓN Y DISTRIBUCIÓN DEL PROYECTO DE RIEGO.

El diseño hidráulico tiene por finalidad el cálculo de las dimensiones de la red de distribución y del óptimo trazado de la misma. Consideremos que una tubería es una sucesión de tubos, accesorios y dispositivos unidos mediante juntas para formar una conducción cerrada, el mismo que necesitaremos para formar nuestro red o circuito por donde se transportara el agua para que esta sea depositada por los aspersores en las áreas de riego.

3.1.7.1 Determinación del Diámetro de la Conducción

En general la red de tuberías que conducen el agua por la superficie a regar se compone de ramales de alimentación que conducen el agua principal para suministrar a los ramales secundarios que conectan directamente con los aspersores. Todo esto supone un estudio técnico adecuado ya que de él dependerá el éxito de la instalación. Un tubo puede ser considerado como un conducto cerrado en donde circula un fluido bajo presión, son generalmente de sección circular, lo cual ofrece la ventaja de una mejor resistencia mecánica y menos superficie de contacto con el fluido, lo que se traduce en menores pérdidas de fricción.

Cuando los tubos circulan llenos obedecen a la presión y son los tubos propiamente dichos, cuando no circulan llenos son sistemas de canales y su circulación obedece a la pendiente. Como en las pérdidas de energía o carga no intervienen la presión las leyes para tubos y canales son las mismas. Existen tres casos de flujo en tuberías que son básicos para la resolución de problemas:

CASO	*DATOS*	*INCOGNITAS*
No1	Q , L , D , ν y ε	***hf***
No2	hf, L , D , ν y ε	***Q***
No3	hf , Q , L , ν y ε	***D***

Tabla 87: Casos de Resolución Flujos en Tuberías
Fuente: Autores

Dónde:

Q = Caudal m³/seg.
L = Longitud de la Tubería en m.
D = Diámetro de la Tubería en mm.
υ = Viscosidad Cinemática para el agua, en función de la temperatura en m²/seg.
ε = Medida del tamaño de las proyecciones rugosas en m (ver Tabla 6.10).
hf = Pérdida de Energía a lo largo del tubo y locales expresada en m.

Para nuestro diseño nos corresponde adoptar el Tercer Caso con D (diámetro) desconocido, además tenemos tres cantidades desconocidas en la ecuación de DARCY – WEISBACH.

$$hf = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g}$$

Esta ecuación permite calcular las pérdidas de carga por fricción estas cantidades desconocidas son las siguientes: **f** = coeficiente de fricción, **V**= velocidad y **D**= diámetro.

Dos más en la ecuación de continuidad que es una expresión analítica del principio general de conservación de masa.

$$Q = A_1 * V_1 = A_2 * V_2$$

En esta expresión encontramos dos incógnitas que son velocidad (V) y diámetro (D).

Tres incógnitas en la ecuación del Número de Reynols, es un parámetro adimensional, el mismo que destaca que la turbulencia de un fluido depende de la velocidad, del diámetro de la tubería y de las características del líquido de viscosidad, debe existir una combinación entre estos 3 factores para que exista turbulencia y a esto se le llama NÚMERO CRÍTICO DE REYNOLS.

$$R = \frac{V * D}{\upsilon}$$

Finalmente en esta expresión encontramos las siguientes incógnitas velocidad y diámetro, por consiguiente el número de Reynols.

Además la rugosidad relativa también es desconocida que es la relación entre la rugosidad absoluta y el diámetro de la sección.

$$\varepsilon' = \frac{\varepsilon}{D}$$

Para simplificar este problema partimos de la ecuación de continuidad:

$$Q = A * V$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{\frac{\pi * D^2}{4}} = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (1)$$

$$hf = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g} \quad (2)$$

Reemplazando (1) en (2), se procede a realizar las siguientes operaciones básicas como se muestra a continuación.

$$hf = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g}$$

$$hf = f * \frac{L}{D} * \frac{\left(\frac{4Q}{\pi D^2}\right)^2}{2g}$$

$$hf = f * \frac{L}{D} * \frac{\frac{16Q^2}{\pi^2 * D^4}}{2g}$$

$$hf = f * \frac{L}{D} * \frac{16Q^2}{2g * \pi^2 * D^4}$$

$$hf = f * \frac{L}{D} * \frac{8Q^2}{g * \pi^2 * D^4}$$

$$\boldsymbol{hf = f * \frac{8Q^2L}{\pi^2 g D^5}}$$

A continuación se despeja el diámetro (D):

$$D^5 = f * \frac{8Q^2L}{\pi^2 * g * hf}$$

$$\boldsymbol{\xi_1 = \frac{8Q^2L}{\pi^2 * g * hf}}$$

$$D^5 = f * \xi_1$$

$$\boldsymbol{D = (f * \xi_1)^{1/5}}$$

A continuación procedemos a relacionar la siguiente expresión con el número de Reynols.

$$\boldsymbol{Re = \frac{VD}{\upsilon}} \ (\mathbf{3})$$

$$Q = A * V$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{\frac{\pi * D^2}{4}} = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

$$VD^2 = \frac{4Q}{\pi}$$

$$\boldsymbol{VD = \frac{4Q}{\pi D}} \ (\mathbf{4})$$

A continuación reemplazo (4) en (3).

$$Re = \frac{V * D}{\upsilon}$$

$$Re = \frac{\frac{4Q}{\pi D}}{\upsilon}$$

$$Re = \frac{4Q}{\pi D \upsilon}$$

$$\boldsymbol{\xi_2 = \frac{4Q}{\pi \upsilon}}$$

$$Re = \xi_2 * \frac{1}{D}$$

$$\boldsymbol{Re = \frac{\xi_2}{D}}$$

El valor del coeficiente de fricción **f** viene dado por fórmulas de difícil resolución (implícitas, logarítmicas, exponenciales) que incluso con las modernas calculadoras llevaría bastante tiempo resolverlas y más aún si son implícitas.

En la Gráfico 1, se muestra una representación de las distintas zonas del diagrama de Moody.

A. Zona Laminar
B. Zona Inestable
C. Zona de Tubos Lisos
D. Zona Precuadratica
E. Zona Cuadrática

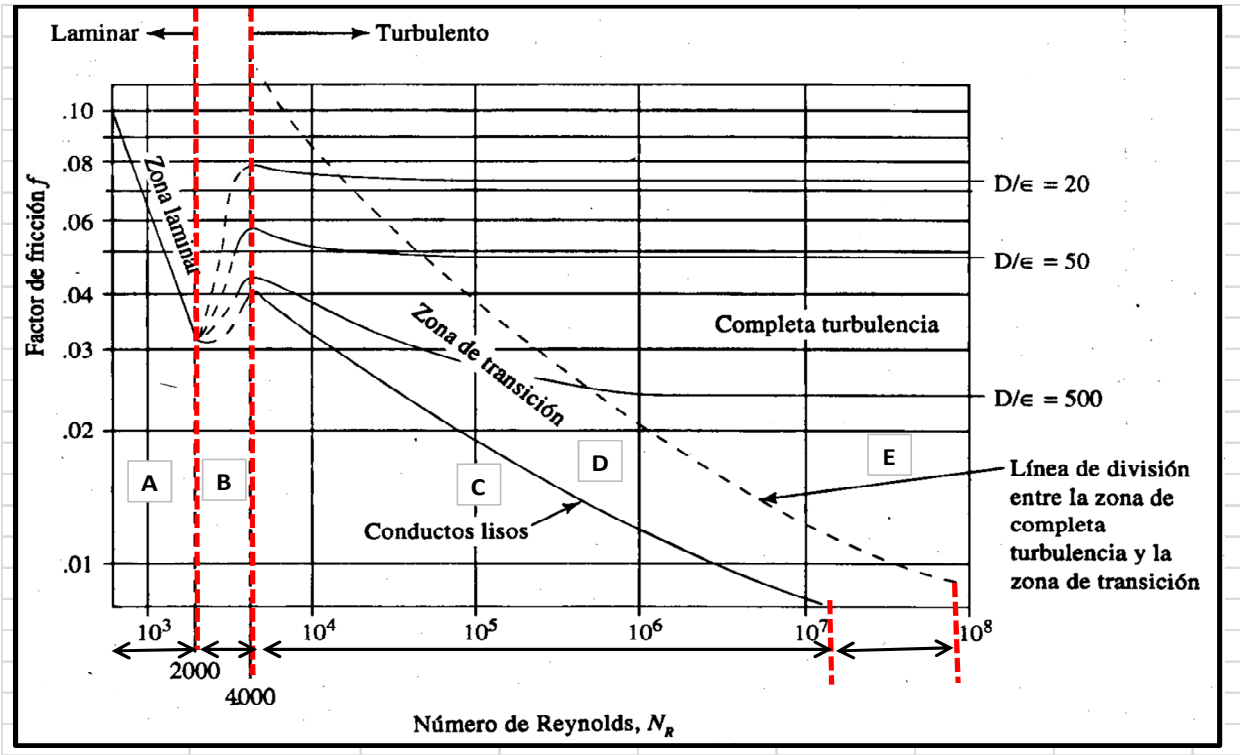


Gráfico 89: Representación del Abaco de Moody
Fuente: Diseño Hidráulico de Sviatoslav Krochin

La línea de Conductos Lisos es una frontera de Re' y la línea de división entre la zona de completa turbulencia - con la zona de transición, es la otra frontera Re".

$$Re' = \frac{10}{\varepsilon'}$$

$$Re" = \frac{500}{\varepsilon'}$$

Con estas premisas se describe las siguientes condicionales para las diferentes zonas:

- $Re \leq Re'(Tubos\ Lisos)$
- $Re' \leq Re \leq Re"\ (Zona\ Precuadratica)$
- $Re > Re"\ (Zona\ Cuadratica)$

Al proseguir con el cálculo se determina el coeficiente de fricción λ en cualquier zona que determine las condicionantes.

1. Válida para la zona de turbulencia.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2log\left[\frac{2.51}{Re} * \frac{1}{\sqrt{\lambda}} + \frac{\epsilon'}{3.7}\right]$$

2. Zona Precuadratica

   - Es valida la ecuación del literal (1)
   - Formula empírica sustentada a través del literal (1)

$$\lambda = 0.1\left(1.46\varepsilon' + \frac{100}{Re}\right)^{0.25}$$

3. Para la zona cuadrática

$$\lambda = \frac{0.25}{log\left(\frac{\epsilon'}{3.7}\right)^2}$$

4. Para la zona de tubos lisos a través de la formula empírica:

$$\lambda = \frac{1}{(1.82\log Re - 1.64)^2}$$

5. Por ultimo en la zona de flujo laminar la ecuación empleada es:

$$\lambda = \frac{64}{Re}$$

Para definir el factor de fricción se realiza con la siguiente expresión cumplir la igualdad de la misma.

La rugosidad relativa se calcula con la siguiente expresión: $\varepsilon' = \frac{\varepsilon}{D}$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\ log\left[\frac{\varepsilon}{3.71D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}}\right]$$

$$\boldsymbol{\xi_3 = \frac{1}{\sqrt{\lambda}}}$$

$$\boldsymbol{\xi_4 = \left[\frac{\varepsilon}{3.71D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}}\right]}$$

$$\boldsymbol{\xi_5 = -2\ log(\xi_4)}$$

Entonces la igualdad de esta ecuación es definida por dos factores que tienen que ser semejantes $\xi_5 \cong \xi_3$.

Para el cálculo de las perdidas en las tuberías se aplicará el mismo procedimiento que se realizado a través de iteraciones, para lo cual nos ayudara la siguiente ecuación.

$$hl = \lambda * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g}$$

$$\lambda = \frac{hl * D * 2g}{L * V^2}$$

Por lo tanto de la expresión anterior se procede a dejar la velocidad en su forma más simple, para esto nos ayudamos de los radicales como a continuación se presenta.

$$\sqrt{\lambda} = \frac{\sqrt{hl * D * 2g}}{V * \sqrt{L}}$$

$$\boldsymbol{\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = \frac{V * \sqrt{L}}{\sqrt{hl * D * 2g}} \quad (A)}$$

Luego se procede a igualar las siguientes expresiones (A) = (B)

$$\boldsymbol{\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2log\left[\frac{2.51}{Re} * \frac{1}{\sqrt{\lambda}} + \frac{\epsilon'}{3.7}\right] \quad (B)}$$

$$\frac{V * \sqrt{L}}{\sqrt{hl * D * 2g}} = -2log\left[\frac{2.51}{Re} * \frac{1}{\sqrt{\lambda}} + \frac{\epsilon'}{3.7}\right]$$

$$\frac{V * \sqrt{L}}{\sqrt{hl * D * 2g}} = -2log\left[\frac{2.51}{Re} * \frac{1}{\frac{\sqrt{hl * D * 2g}}{V * \sqrt{L}}} + \frac{\epsilon'}{3.7}\right]$$

$$\frac{V * \sqrt{L}}{\sqrt{hl * D * 2g}} = -2log\left[\frac{2.51}{Re} * \frac{V * \sqrt{L}}{\sqrt{hl * D * 2g}} + \frac{\epsilon'}{3.7}\right]$$

$$\frac{V * \sqrt{L}}{\sqrt{hl * D * 2g}} = -2log\left[\frac{2.51}{\frac{V * D}{\upsilon}} * \frac{V * \sqrt{L}}{\sqrt{hl * D * 2g}} + \frac{\epsilon'}{3.7}\right]$$

Se procede a eliminar los términos que se puedan suprimir en la expresión antes detallada.

$$\frac{V * \sqrt{L}}{\sqrt{hl * D * 2g}} = -2log\left[\frac{2.51 * \sqrt{L} * \upsilon}{\sqrt{hl * D * 2g} * D} + \frac{\epsilon'}{3.7}\right]$$

Se despeja la velocidad de la expresión detallada anteriormente con lo cual la expresión se consolida como:

$$\boldsymbol{V = \frac{-2 * \sqrt{hl * D * 2g}}{\sqrt{L}} * log\left(\frac{2.51 * \sqrt{L} * v}{\sqrt{hl * D * 2g} * D} + \frac{\epsilon'}{3.7}\right)}$$

$$\boldsymbol{\xi_1 = \frac{-2 * \sqrt{hl * D * 2g}}{\sqrt{L}}}$$

$$\boldsymbol{\xi_2 = \left(\frac{2.51 * \sqrt{L} * v}{\sqrt{hl * D * 2g} * D} + \frac{\epsilon'}{3.7}\right)}$$

$$\boldsymbol{Vi = \xi_1 * \log(\xi_2)}$$

Para proceder a calcular las pérdidas de inicia con la máxima pérdida que se puede tener en el tramo, para luego proceder a iterar con la siguiente expresión que es función de las pérdidas longitudinales y puntuales: $hl = hli - \left(\frac{V^2}{2g} * \Sigma Ki\right)$

3.1.7.2 Cálculo de pérdidas menores en las tuberías de conducción

Además de las pérdidas de carga por rozamiento, se producen otro tipo de pérdidas que se originan en puntos singulares de las tuberías (cambios de dirección, codos, juntas, etc.) y que se deben a fenómenos de turbulencia. La suma de estas pérdidas de carga accidentales o localizadas más las pérdidas por rozamiento dan las pérdidas de carga totales.

Salvo casos excepcionales, las pérdidas de carga localizadas sólo se pueden determinar de forma experimental, y puesto que son debidas a una disipación de energía motivada por las turbulencias, pueden expresarse en función de la altura cinética corregida mediante un coeficiente empírico (K).

Las pérdidas en piezas especiales se pueden evaluar también por el llamado factor de paso, de forma que:

$$h_f = K\frac{V^2}{2g}$$

Siendo K el factor de paso en piezas especiales, equivalente al factor **f *(L/D)** de la fórmula de Darcy - Weisbach.

VALORES DEL COEFICIENTE K EN PÉRDIDAS SINGULARES	
Accidente	**K**
Válvula esférica (totalmente abierta)	10
Válvula en ángulo recto (totalmente abierta)	5
Válvula de seguridad (totalmente abierta)	2,5
Válvula de retención (totalmente abierta)	2
Válvula de compuerta (totalmente abierta)	0,2
Válvula de compuerta (abierta 3/4)	1,15
Válvula de compuerta (abierta 1/2)	5,6
Válvula de compuerta (abierta 1/4)	24
Válvula de mariposa (totalmente abierta)	-
T por salida lateral	1,80
Codo a 90º de radio corto (con bridas)	0,90
Codo a 90º de radio normal (con bridas)	0,75
Codo a 90º de radio grande (con bridas)	0,60
Codo a 45º de radio corto (con bridas)	0,45
Codo a 45º de radio normal (con bridas)	0,40
Codo a 45º de radio grande (con bridas)	0,35

Tabla 88: Coeficiente "K "de Varios Accesorios
Fuente: Diseño Hidráulico de Sviatoslav Krochin

Para este cálculo nos apoyaremos en a la constante de integración, llamada constante de Bernoulli que varía de una línea de corriente a otra, pero permanece constante a lo largo de una línea de corriente en flujo permanente, incompresible y sin rozamiento. Dicha ecuación de Bernoulli puede ser expresada en forma general de la siguiente manera:

$$\frac{V_1^2}{2g}+\frac{P_1}{\gamma}+Z_1=\frac{V_2^2}{2g}+\frac{P_2}{\gamma}+Z_2+hf_{1-2}$$

Dónde:

V= Velocidad (m/s)

P= Presión.

Z= Altura (m)

hf_{1-2}= Σ perdida de energía

La pérdida de energía hf_{1-2} se representa en las tuberías y pueden ser de dos clases:

1. Pérdidas Locales que se producen por los accesorios en la tubería como las debidas a codos, bifurcaciones, juntas de unión, válvulas, etc.).

También tenemos: **Contracción Brusca** cuyo coeficiente de contracción para el agua **Cc,** se encuentra determinado por WEISBACH en las gráficos siguientes:

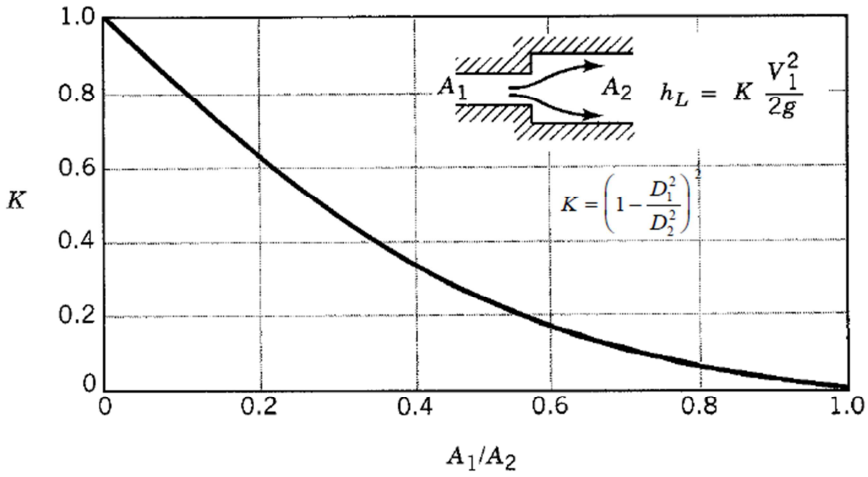


Gráfico 90: Contracción Brusca
Fuente: Diseño Hidráulico de Sviatoslav Krochin

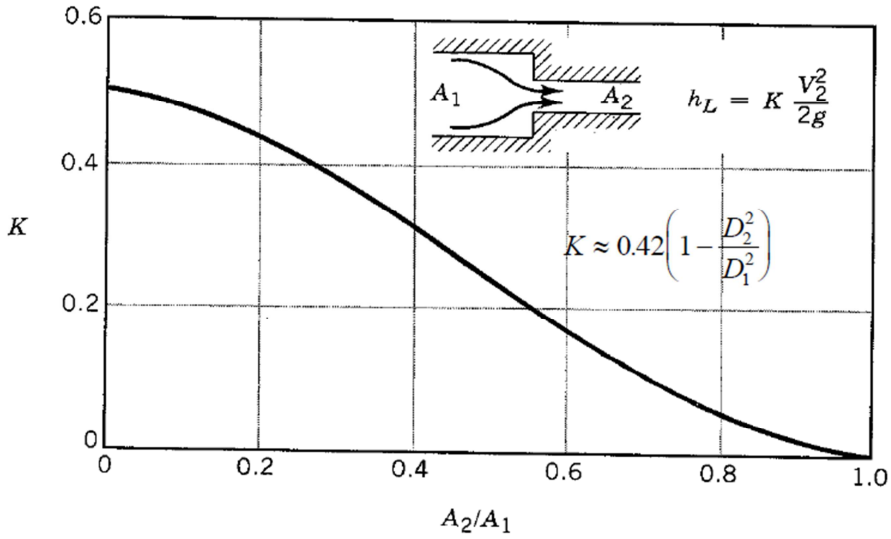


Gráfico 91: Contracción Brusca (1)
Fuente: Diseño Hidráulico de Sviatoslav Krochin

$$hc = \frac{V_2^{\,2}}{2g}\left(\frac{1}{Cc} - 1\right)^2$$

Dónde:

hc= perdida por contracción
V= Velocidad (m/s)
Cc= Coeficiente de contracción (Tabla 89)
g= Gravedad (m/seg^2)

A2/A1	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Cc	0.624	0.632	0.643	0.659	0.681	0.712	0.755	0.813	0.892	1.00

Tabla 89: Coeficiente de Contracción Brusca
Fuente: Diseño Hidráulico de Sviatoslav Krochin

Entrada Abocinada que es la pérdida a la entrada de un tubo desde un depósito la cual varía desde:

$$h = 0.01 * \frac{V^2}{2 * g} \approx 0.05 * \frac{V^2}{2 * g}$$

Dónde:

h= perdida por entrada abocinada
V= Velocidad (m/s)
g= Gravedad (m/seg2)

2. Pérdidas a lo largo del conducto por el cual va el líquido (rozamiento del líquido por las paredes del tubo).

Como expusimos anteriormente, la suma de pérdidas calculadas o localizadas más las pérdidas por rozamiento o fricción nos dan las pérdidas totales o reales. Debemos comprobar que las pérdidas totales o reales no sean mayores que las críticas, esto quiere decir que el agua que se va a transportar fluya con la menor cantidad de pérdidas y también que los diámetros sean seleccionados bajo un criterio técnico para un buen funcionamiento del sistema.

3.1.7.3 Líneas de carga total y carga piezométrica.

La línea de carga referente a una tubería es el lugar geométrico de los puntos representativos de las tres cargas; de velocidad, de presión y de posición. La línea piezométrica corresponde a las alturas a que el líquido subiría en piezómetros instalados a lo largo de la misma: es la línea de las presiones. Las dos líneas están separadas del valor correspondiente al término $V^2/2g$, esto es, energía cinética o carga de velocidad. Si el diámetro del tubo fuese constante, la velocidad del líquido será constante y las dos líneas serán paralelas.

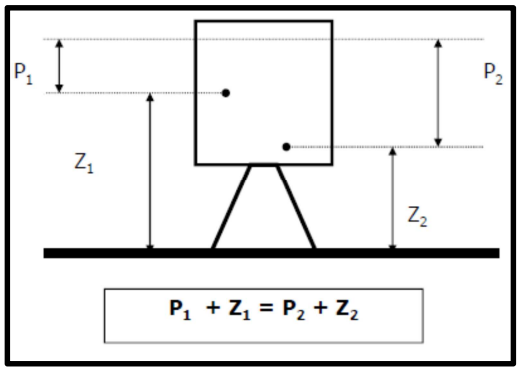


Gráfico 92: Representación Ecuación de Bernoulli
Fuente: Diseño Hidráulico de Sviatoslav Krochin

La "carga" total de una partícula de agua es igual a la presión en el punto, la energía de posición respecto de un plano de referencia y la componente cinética (dada por la velocidad).

H = Presión + Energía Potencial + Energía cinética

$$H = P + Z + V^2 / 2g$$

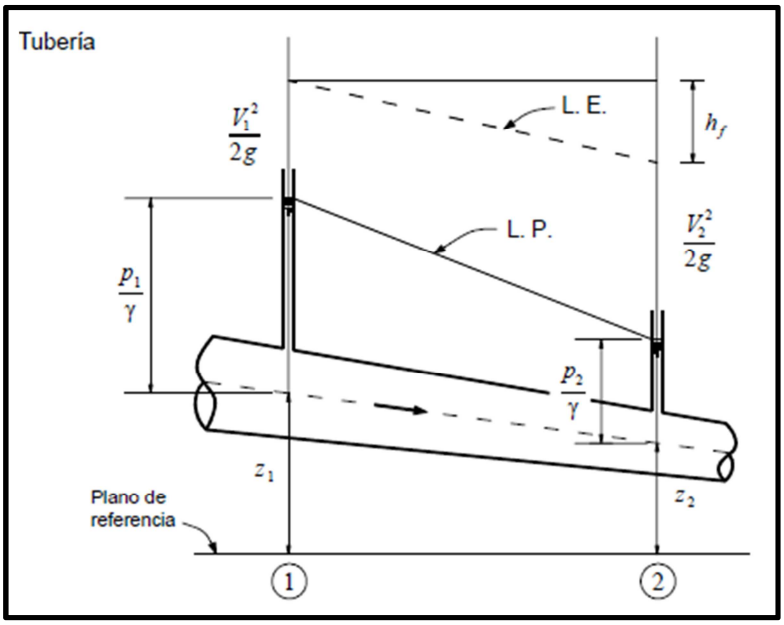


Gráfico 93: Representación Ecuación de Bernoulli en Tuberías
Fuente: Diseño Hidráulico de Sviatoslav Krochin

$$P_1 + Z_1 + V_1^2 /2g = P_2 + Z_2 + V_2^2 /2g$$

Esta ecuación es válida sólo en ausencia de fricción. En realidad la ecuación queda así:

$$P_1 + Z_1 + V_1^2 /2g = P_2 + Z_2 + V_2^2 /2g + hf$$

- Z1 = Z2 (no hay cambio de posición)
- V1 = V2 (no hay cambio de sección)
- Por lo tanto P1 = P2 + hf
- Es decir que P1 > P2

Se ha perdido algo de la presión en vencer la fricción, en cambio como se muestra en la Gráfico las condiciones cambian.

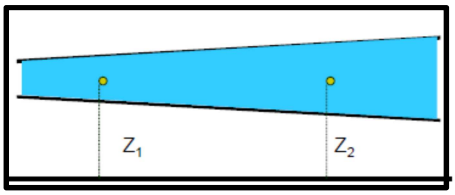


Gráfico 94: Representación Ecuación Bernoulli (Difusor)
Fuente: Diseño Hidráulico de Sviatoslav Krochin

- En este caso Z1 = Z2 ; pero V1 es mayor a V

Por consiguiente P1 tiene que ser menor a P2 para mantener la igualdad de Bernoulli (Principio del difusor)

3.1.7.4 Flujogramas y resumen de cálculos para el sistema de riego

La solución de este tipo de problemas se encuentra en base los siguientes flujogramas de cálculo. Normalmente es necesario proceder a iterar para encontrar las incógnitas planteadas. Cuando se usan tuberías de diámetro normalizado se toma la de diámetro superior al resultado obtenido, para mayor seguridad.

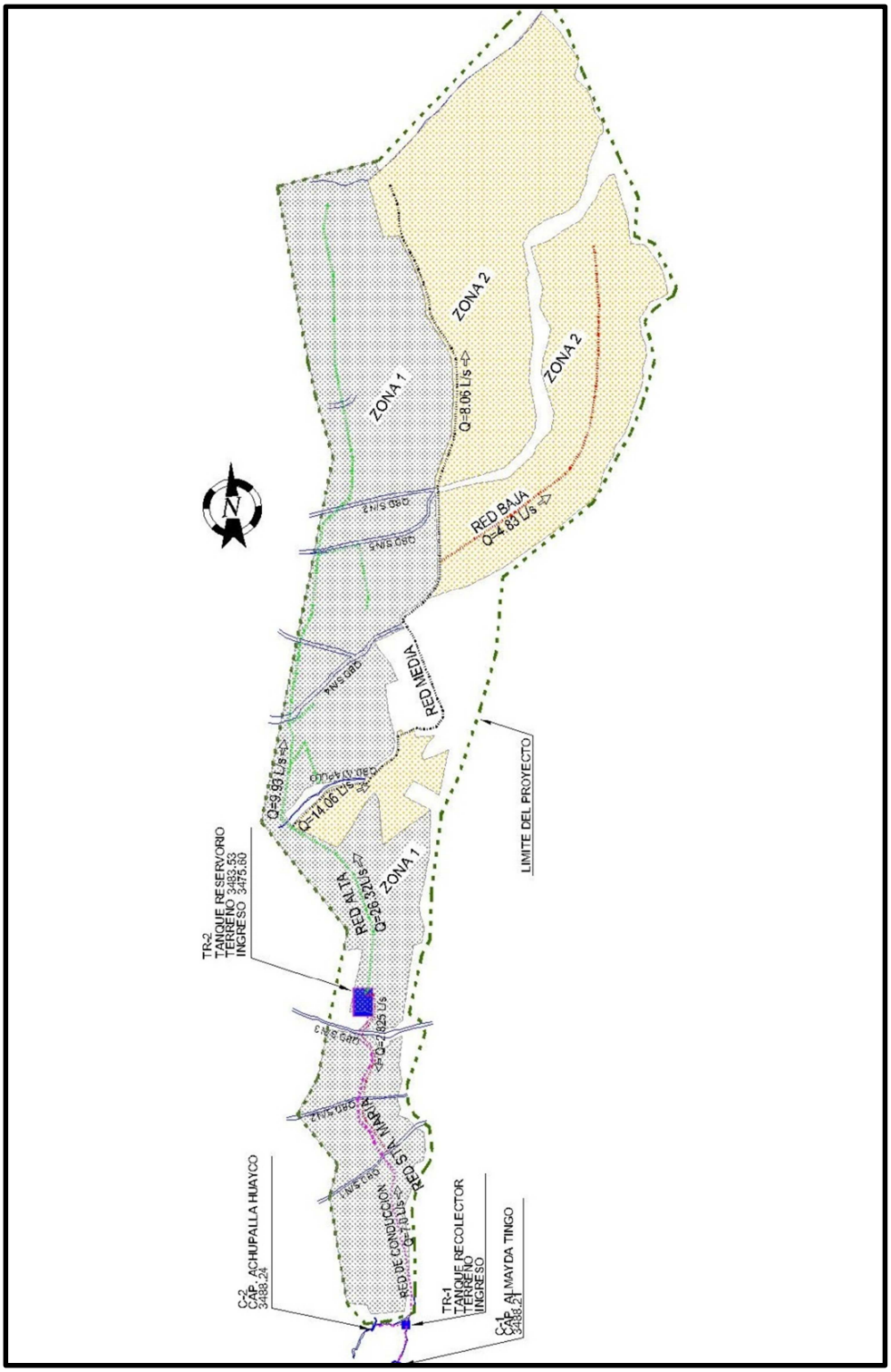
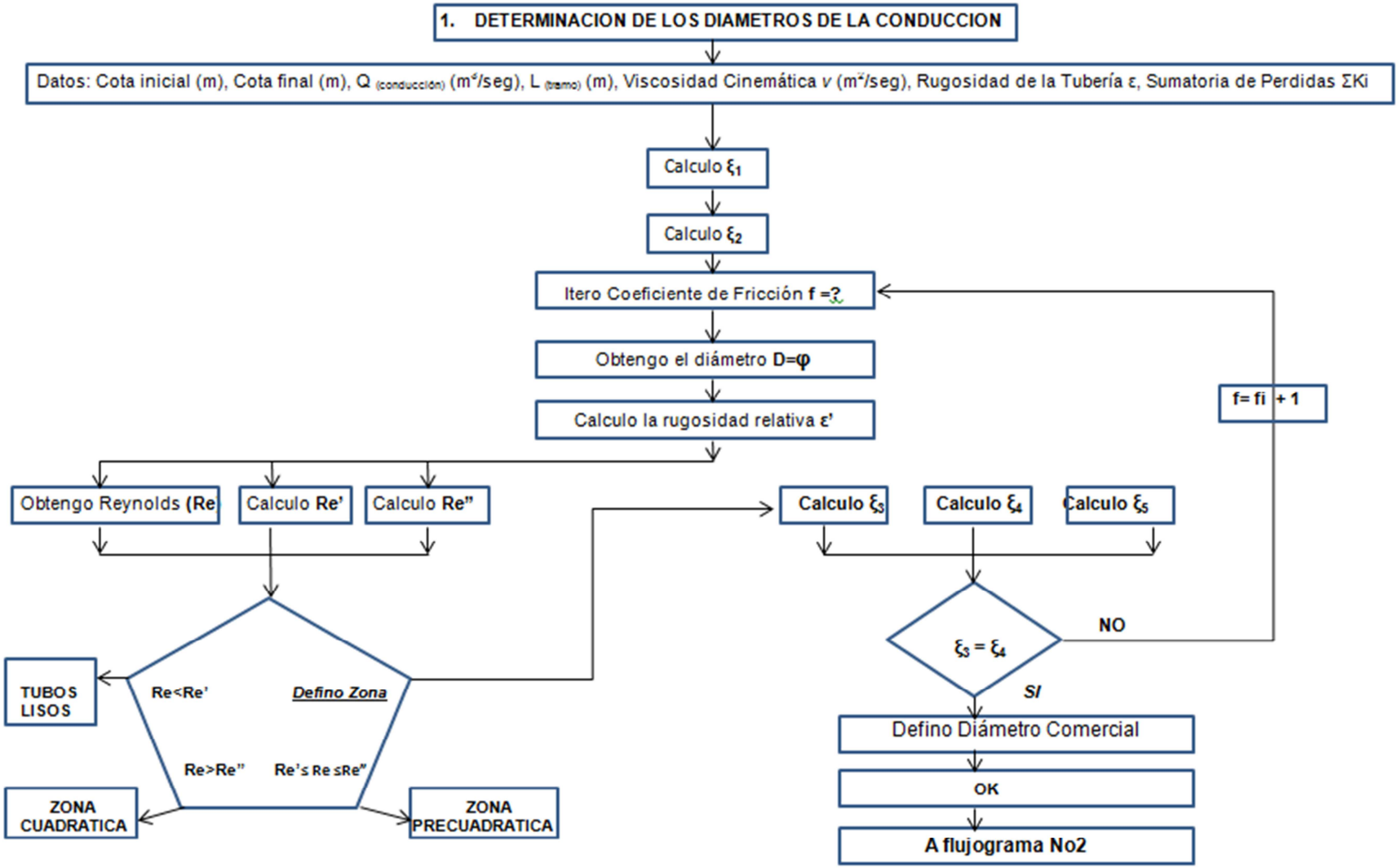
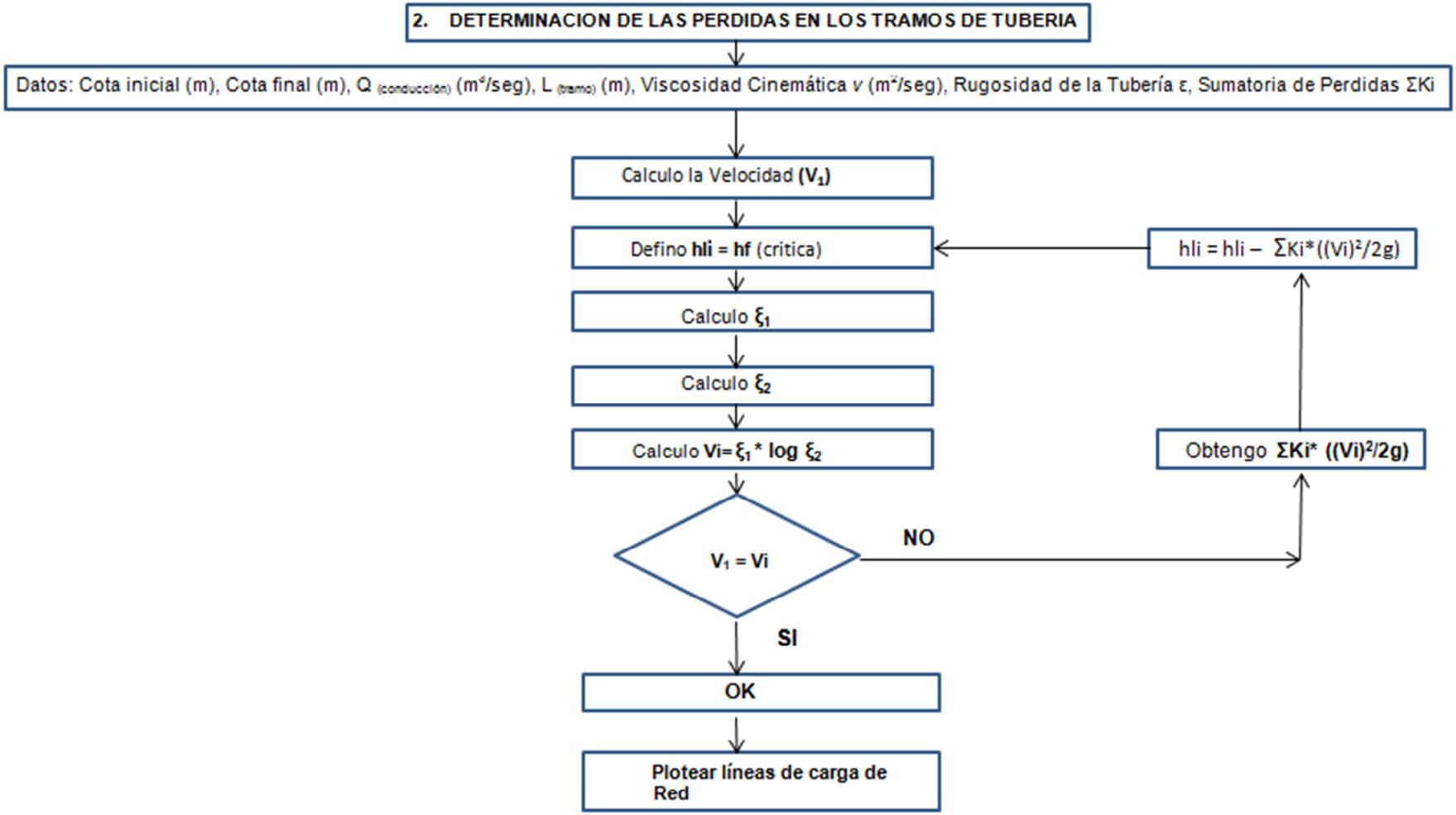


Gráfico 95: Esquema Hidráulico del Proyecto
Fuente: Autores


1. DETERMINACION DE LOS DIAMETROS DE LA CONDUCCION
Datos: Cota inicial (m), Cota final (m), Q (conducción) (m³/seg), L (tramo) (m), Viscosidad Cinemática ν (m²/seg), Rugosidad de la Tubería ε, Sumatoria de Perdidas ΣKi
Calculo ξ1
Calculo ξ2
Itero Coeficiente de Fricción f =?
Obtengo el diámetro D=φ
Calculo la rugosidad relativa ε'
f= fi + 1
Obtengo Reynolds (Re
Calculo Re'
Calculo Re"
Calculo ξ3
Calculo ξ4
Calculo ξ5
ξ3 = ξ4
NO
SI
TUBOS LISOS
Re<Re'
Defino Zona
Re>Re"
Re'≤ Re ≤Re"
ZONA CUADRATICA
ZONA PRECUADRATICA
Defino Diámetro Comercial
OK
A flujograma No2


2. DETERMINACION DE LAS PERDIDAS EN LOS TRAMOS DE TUBERIA
Datos: Cota inicial (m), Cota final (m), Q (conducción) (m³/seg), L (tramo) (m), Viscosidad Cinemática v (m²/seg), Rugosidad de la Tubería ε, Sumatoria de Perdidas ΣKi
Calculo la Velocidad (V1)
Defino hli = hf (critica)
hli = hli – ΣKi*((Vi)²/2g)
Calculo ξ1
Calculo ξ2
Calculo Vi= ξ1 * log ξ2
Obtengo ΣKi* ((Vi)²/2g)
V1 = Vi
NO
SI
OK
Plotear líneas de carga de Red

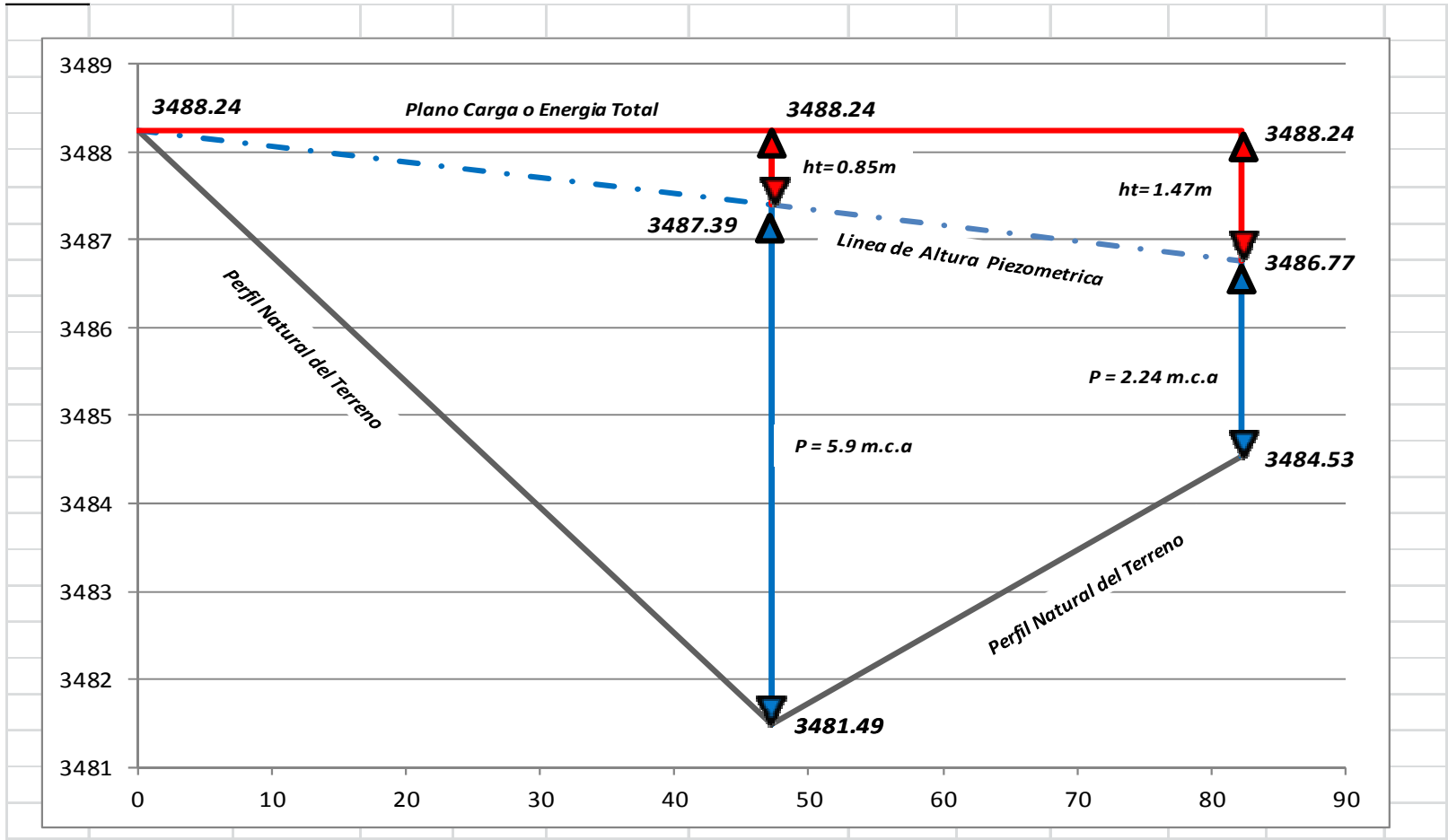
CONDUCCION ACHUPALLA HUAYCO AL TANQUE RECOLECTOR

RAMAL	SUBRAMAL	COTA(m)	hf(m) critica	Q(m^3/seg)	L (m)	ξ_1 (m^6)	ξ_2 (m)	Re	Re'	Re"	ZONA	f	D (m)	ε'	ξ_3	ξ_4	ξ_5	D(mm)	D(comercial)
P -3	C-2	3488.24	6.75	0.0015	47.24	1.3011E-06	1896.58	62359.7	20275.7	1013787.0	PRECUADRATICA	0.02000	0.0304	0.000493	7.07	0.000418	6.76		
	J-2	3481.49						61813.1	20455.0	1022751.1	PRECUADRATICA	0.02090	0.0307	0.000489	6.92	0.000413	6.77		
								61754.1	20474.6	1023728.0	PRECUADRATICA	0.02100	0.0307	0.000488	6.90	0.000412	6.77		
								61322.2	20618.8	1030938.1	PRECUADRATICA	0.02175	0.0309	0.000485	6.78	0.000408	6.78	31	50
								61182.2	20665.9	1033297.2	PRECUADRATICA	0.02200	0.0310	0.000484	6.74	0.000407	6.78		
P -4	J-2	3481.49	3.04	0.0015	35.05	2.14347E-06	1896.5832	56434.2	22404.7	1120233.1	PRECUADRATICA	0.02000	0.0336	0.0004463	7.07	0.000435	6.72		
	J-3	3484.53						56156.2	22515.6	1125779.0	PRECUADRATICA	0.02050	0.0338	0.0004441	6.98	0.000432	6.73		
								55993.2	22581.1	1129054.9	PRECUADRATICA	0.02080	0.0339	0.0004428	6.93	0.000430	6.73		
								55886.2	22624.4	1131217.8	PRECUADRATICA	0.02100	0.0339	0.000442	6.90	0.000429	6.73		
								55409.0	22819.2	1140960.2	PRECUADRATICA	0.02192	0.0342	0.000438	6.75	0.000424	6.75	34	50
								55368.6	22835.8	1141791.8	PRECUADRATICA	0.0220	0.0343	0.0004379	6.74	0.000424	6.75		

RAMAL	SUBRAMAL	H(m)	hli(m)	ξ_1	ξ_2	V(m/seg)	hli + 1
P -3	C-2 AL J-2	1.36	1.36	-0.3268276	0.0004	1.11	1.29
		1.29	1.29	-0.3192998	0.0004	1.08	1.24
		1.24	1.24	-0.3119807	0.0004	1.05	1.18
		1.18	1.18	-0.3048637	0.0004	1.02	1.13
		1.13	1.13	-0.2979426	0.0004	1.00	1.08
		1.08	1.08	-0.2912113	0.0005	0.97	1.03
		1.03	1.03	-0.2846638	0.0005	0.95	0.98
		0.98	0.98	-0.2782947	0.0005	0.93	0.94
		0.94	0.94	-0.2720982	0.0005	0.90	0.90
		0.90	0.90	-0.2660692	0.0005	0.88	0.86
		0.86	0.86	-0.2602024	5E-04	0.86	0.82
		0.82	0.82	-0.254493	5E-04	0.84	0.79
REAJUSTE		0.85	0.85	-0.2587159	5E-04	0.85	0.81

RAMAL	SUBRAMAL	H(m)	hli(m)	ξ_1	ξ_2	V(m/seg)	hli + 1
P -3	J-2 AL J-3	0.87	0.87	-0.3032	0.0004373	1.018	0.84
		0.84	0.84	-0.2985	0.0004428	1.001	0.81
		0.81	0.81	-0.2939	0.0004484	0.984	0.79
		0.79	0.79	-0.2894	0.000454	0.968	0.77
		0.77	0.77	-0.285	0.0004597	0.951	0.74
		0.74	0.74	-0.2807	0.0004655	0.935	0.72
		0.72	0.72	-0.2765	0.0004713	0.920	0.70
		0.70	0.70	-0.2723	0.0004772	0.904	0.68
		0.68	0.68	-0.2682	0.0004832	0.889	0.66
		0.66	0.66	-0.2642	0.0004892	0.875	0.64
		0.64	0.64	-0.2602	0.0004953	0.860	0.62
		0.62	0.62	-0.2564	0.0005015	0.846	0.60
REAJUSTE		0.625	0.63	-0.2576	0.0005	0.850	0.61

PERFIL HIDRAULICO: CONDUCCION ACHUPALLA HUAYCO AL TANQUE RECOLECTOR



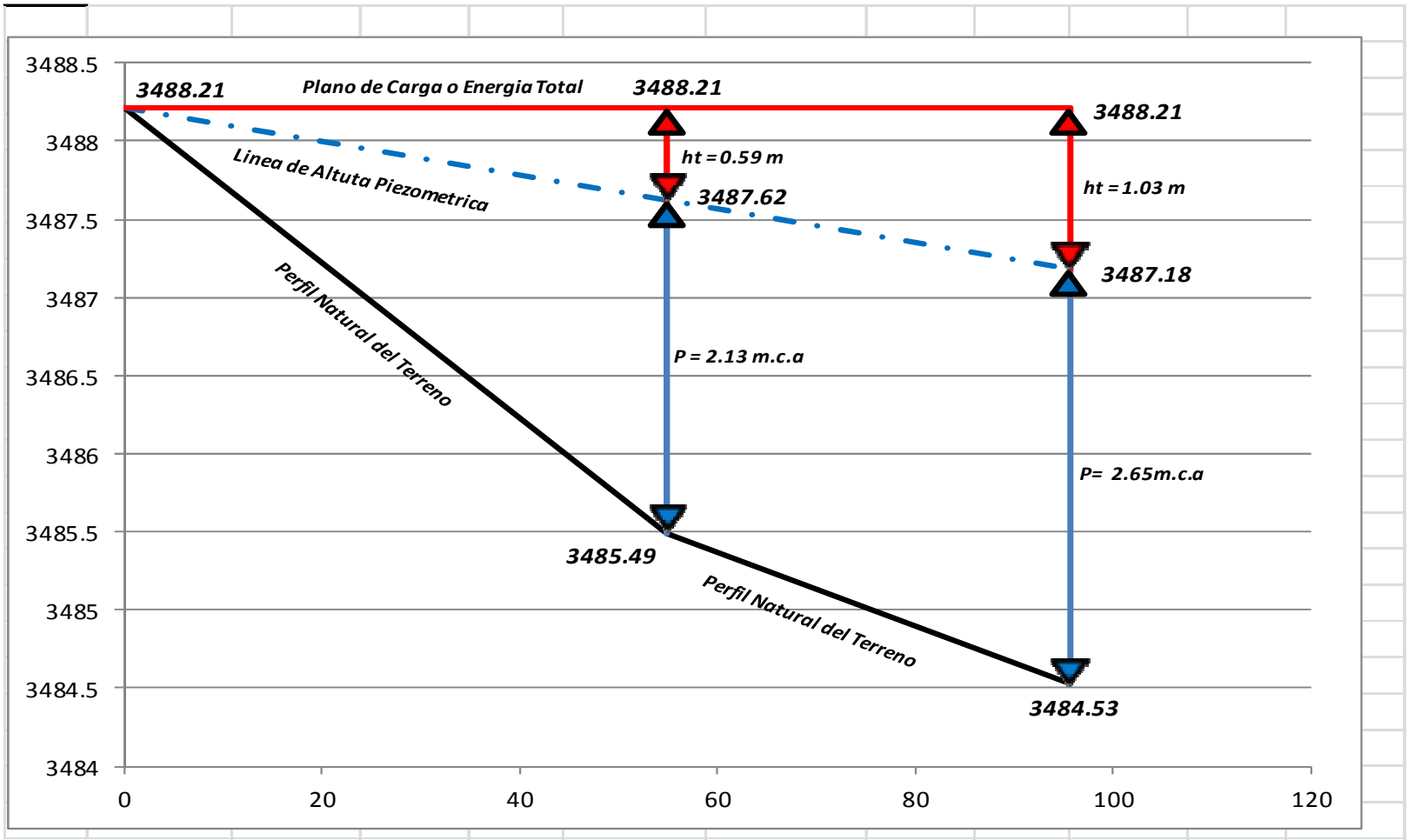
CONDUCCION ALMAYDA TINGO AL TANQUE RECOLECTOR

RAMAL	SUBRAMAL	COTA(m)	hf(m) critica	Q (m^3/seg)	L (m)	ξ_1 (m^6)	ξ_2 (m)	Re	Re'	Re"	ZONA	f	D (m)	ε'	ξ_3	ξ_4	ξ_5	D(mm)	D(comercial)
P -1	C-1	3488.21	2.72	0.0055	54.86	5.0412E-05	6954.14	110034.9	42132.9	2106645.4	PRECUADRATICA	0.02000	0.0632	0.000237	7.07	0.000225	7.29		
	J-1	3485.49						126397.0	36678.8	1833941.4	PRECUADRATICA	0.01000	0.0550	0.000273	10.00	0.000272	7.13		
								116551.6	39777.2	1988857.6	PRECUADRATICA	0.01500	0.0597	0.000251	8.16	0.000244	7.23		
								111345.9	41636.8	2081841.8	PRECUADRATICA	0.01885	0.0625	0.000240	7.28	0.000229	7.28	62.46	90
								111169.6	41702.9	2085144.6	PRECUADRATICA	0.01900	0.0626	0.000240	7.25	0.000228	7.28		
P -2	J-1	3485.49	0.96	0.0055	40.84	0.000106331	6954.1385	94777.5	48915.6	2445777.6	PRECUADRATICA	0.02000	0.0734	0.0002044	7.07	0.000242	7.23		
	J-3	3484.53						108870.7	42583.5	2129173.1	PRECUADRATICA	0.01000	0.0639	0.0002348	10.00	0.000294	7.06		
								100390.6	46180.6	2309028.1	PRECUADRATICA	0.01500	0.0693	0.0002165	8.16	0.000263	7.16		
								96795.8	47895.6	2394779.2	PRECUADRATICA	0.01800	0.0718	0.0002088	7.45	0.000250	7.21		
								95554.4	48517.8	2425890.6	PRECUADRATICA	0.01920	0.0728	0.000206	7.22	0.000245	7.22	72.78	90
								94872.5	48866.5	2443326.9	PRECUADRATICA	0.0199	0.0733	0.0002046	7.09	0.000243	7.23		

RAMAL	SUBRAMAL	H(m)	hli(m)	ξ_1	ξ_2	V(m/seg)	hli + 1
P -1	C -1 AL J -1	1.6	1.60	-0.4426378	0.0002	1.66	1.47
		1.49	1.49	-0.4271512	0.0002	1.59	1.37
		1.37	1.37	-0.4093335	0.0002	1.52	1.26
		1.26	1.26	-0.3923883	0.0002	1.45	1.16
		1.16	1.16	-0.3762684	0.0002	1.39	1.06
		1.06	1.06	-0.3609293	0.0002	1.33	0.98
		0.98	0.98	-0.3463288	0.0002	1.27	0.90
		0.90	0.90	-0.3324275	0.0002	1.21	0.83
		0.83	0.83	-0.3191881	0.0002	1.16	0.77
		0.77	0.77	-0.3065753	0.0002	1.11	0.71
		0.71	0.71	-0.2945559	0.0002	1.06	0.65
		0.65	0.65	-0.2830987	0.0003	1.02	0.60
		0.60	0.60	-0.2721741	0.0003	0.97	0.56
REAJUSTE		0.590	0.590	-0.269	0.0003	0.960	0.55

RAMAL	SUBRAMAL	H(m)	hli(m)	ξ_1	ξ_2	V(m/seg)	hli + 1
P -2	J -1 AL J -3	0.77	0.77	-0.3558	0.0002134	1.31	0.73
		0.73	0.73	-0.3456	0.0002183	1.27	0.69
		0.69	0.69	-0.3357	0.0002233	1.23	0.65
		0.65	0.65	-0.3262	0.0002284	1.19	0.61
		0.61	0.61	-0.317	0.0002337	1.15	0.58
		0.58	0.58	-0.3081	0.000239	1.12	0.55
		0.55	0.55	-0.2995	0.0002445	1.08	0.52
		0.52	0.52	-0.2912	0.0002501	1.05	0.49
		0.49	0.49	-0.2832	0.0002559	1.02	0.46
		0.46	0.46	-0.2754	0.0002618	0.99	0.44
		0.436	0.44	-0.2679	0.0002678	0.96	0.41
REAJUSTE		0.439	0.44	-0.2687	0.0002671	0.960	0.42

PERFIL HIDRAULICO: CONDUCCION ALMAYDA TINGO AL TANQUE RECOLECTOR



CONDUCCION DEL TANQUE RECOLECTOR AL RESERVORIO SANTA MARIA

RAMAL	SUBRAMAL	COTA(m)	hf(m) critica	Q(m^3/seg)	L(m)	ξ_1 (m^6)	ξ_2 (m)	Re	Re'	Re"	ZONA	f	D(m)	ε'	ξ_3	ξ_4	ξ_5	D(mm)	D(comercial)
P -5	TR-1	3484.53	2.29	0.007	50.6	8.9461E-05	8850.72	124866.6	47254.3	2362714.3	PRECUADRATICA	0.02000	0.0709	0.000212	7.07	0.000199	7.40		
	J-19	3482.24						143434.0	41137.2	2056862.3	PRECUADRATICA	0.01000	0.0617	0.000243	10.00	0.000241	7.24		
								132261.7	44612.2	2230609.1	PRECUADRATICA	0.01500	0.0669	0.000224	8.16	0.000215	7.33		
								127035.5	46447.5	2322375.4	PRECUADRATICA	0.01835	0.0697	0.000215	7.38	0.000204	7.38	69.67	110
								126154.1	46772.0	2338599.9	PRECUADRATICA	0.01900	0.0702	0.000214	7.25	0.000202	7.39		
P -6	J-19	3482.24	0.94	0.007	61.87	0.00026648	8850.72	100378.1	58782.6	2939129.1	PRECUADRATICA	0.02000	0.0882	0.0001701	7.07	0.000223	7.30		
	J-21	3481.3						115304.1	51173.2	2558660.5	PRECUADRATICA	0.01000	0.0768	0.0001954	10.00	0.000270	7.14		
								106322.8	55495.9	2774795.1	PRECUADRATICA	0.01500	0.0832	0.0001802	8.16	0.000241	7.23		
								102515.7	57556.9	2877843.4	PRECUADRATICA	0.01800	0.0863	0.0001737	7.45	0.000229	7.28		
								101628.0	58059.6	2902981.2	PRECUADRATICA	0.01880	0.0871	0.000172	7.29	0.000227	7.29	87.09	110
								101413.1	58182.6	2909131.7	PRECUADRATICA	0.0190	0.0873	0.0001719	7.25	0.000226	7.29		
RAMAL	SUBRAMAL	COTA(m)	hf(m) critica	Q(m^3/seg)	L(m)	ξ_1 (m^6)	ξ_2 (m)	Re	Re'	Re"	ZONA	f	D(m)	ε'	ξ_3	ξ_4	ξ_5	D(mm)	D(comercial)
P -7	J-21	3481.3	7.79	0.007	182	9.4576E-05	8850.72	123485.7	47782.7	2389134.9	PRECUADRATICA	0.02000	0.0717	0.000209	7.07	0.000200	7.40		
	J-16	3473.51						141847.9	41597.3	2079862.7	PRECUADRATICA	0.01000	0.0624	0.000240	10.00	0.000242	7.23		
								130799.0	45111.0	2255552.4	PRECUADRATICA	0.01500	0.0677	0.000222	8.16	0.000216	7.33		
								125630.6	46966.9	2348344.9	PRECUADRATICA	0.01835	0.0705	0.000213	7.38	0.000205	7.38	70.45	110
								124759.0	47295.0	2364750.9	PRECUADRATICA	0.01900	0.0709	0.000211	7.25	0.000203	7.39		
P -8	J-16	3473.51	5.98	0.007	36.88	2.4969E-05	8850.72	161172.6	36609.7	1830484.9	PRECUADRATICA	0.02000	0.0549	0.0002732	7.07	0.000184	7.47		
	J-17	3479.49						185138.7	31870.6	1593529.7	PRECUADRATICA	0.01000	0.0478	0.0003138	10.00	0.000220	7.31		
								178509.4	33054.2	1652709.0	PRECUADRATICA	0.01200	0.0496	0.0003025	9.13	0.000210	7.36		
								170717.9	34562.8	1728137.9	PRECUADRATICA	0.01500	0.0518	0.0002893	8.16	0.000198	7.41		
								164604.9	35846.3	1792316.3	PRECUADRATICA	0.01800	0.0538	0.000279	7.45	0.000189	7.45	53.77	110
								162834.6	36236.1	1811802.6	PRECUADRATICA	0.0190	0.0544	0.000276	7.25	0.000186	7.46		
RAMAL	SUBRAMAL	COTA(m)	hf(m) critica	Q(m^3/seg)	L(m)	ξ_1 (m^6)	ξ_2 (m)	Re	Re'	Re"	ZONA	f	D(m)	ε'	ξ_3	ξ_4	ξ_5	D(mm)	D(comercial)
P -9	J-17	3479.49	0.38	0.007	56.69	0.000604	8850.72	85224.5	69234.5	3461726.7	PRECUADRATICA	0.02000	0.1039	0.000144	7.07	0.000247	7.21		
	J-20	3479.11						97897.3	60272.2	3013608.1	PRECUADRATICA	0.01000	0.0904	0.000166	10.00	0.000301	7.04		
								90271.9	65363.5	3268173.0	PRECUADRATICA	0.01500	0.0980	0.000153	8.16	0.000268	7.14		
								85851.8	68728.7	3436435.4	PRECUADRATICA	0.01928	0.1031	0.000145	7.20	0.000250	7.20	103.09	110
								85396.0	69095.5	3454775.4	PRECUADRATICA	0.01980	0.1036	0.000145	7.11	0.000248	7.21		
RAMAL	SUBRAMAL	COTA(m)	hf(m) critica	Q(m^3/seg)	L(m)	ξ_1 (m^6)	ξ_2 (m)	Re	Re'	Re"	ZONA	f	D(m)	ε'	ξ_3	ξ_4	ξ_5	D(mm)	D(comercial)
P -10	J-20	3479.11	2.4	0.007	138.7	0.00023395	8850.72	103026.4	57271.5	2863576.1	PRECUADRATICA	0.02000	0.0859	0.0001746	7.07	0.000219	7.32		
	J-23	3476.71						118346.3	49857.8	2492887.8	PRECUADRATICA	0.01000	0.0748	0.0002006	10.00	0.000266	7.15		
								109128.1	54069.3	2703466.4	PRECUADRATICA	0.01500	0.0811	0.0001849	8.16	0.000238	7.25		
								105220.5	56077.3	2803865.8	PRECUADRATICA	0.01800	0.0841	0.0001783	7.45	0.000226	7.29		
								104364.9	56537.0	2826851.4	PRECUADRATICA	0.01875	0.0848	0.000177	7.30	0.000223	7.30	84.81	110
								104088.8	56687.0	2834349.8	PRECUADRATICA	0.0190	0.0850	0.0001764	7.25	0.000222	7.31		

RAMAL	SUBRAMAL	COTA(m)	hf(m) critica	Q(m^3/seg)	L (m)	ξ_1 (m^6)	ξ_2 (m)	Re	Re'	Re"	ZONA	f	D (m)	ε'	ξ_3	ξ_4	ξ_5	D(mm)	D(comercial)
P -11	J-23	3476.71	1.6	0.007	71.02	0.00017971	8850.72	108606.8	54328.8	2716441.4	PRECUADRATICA	0.02000	0.0815	0.000184	7.07	0.000213	7.34		
	J-14	3475.11						124756.5	47296.0	2364799.6	PRECUADRATICA	0.01000	0.0709	0.000211	10.00	0.000258	7.18		
								115038.9	51291.2	2564558.4	PRECUADRATICA	0.01500	0.0769	0.000195	8.16	0.000231	7.27		
								110194.6	53546.0	2677299.4	PRECUADRATICA	0.01860	0.0803	0.000187	7.33	0.000217	7.33	80.32	110
								109726.7	53774.3	2688716.8	PRECUADRATICA	0.01900	0.0807	0.000186	7.25	0.000216	7.33		
P -12	J-14	3475.11	2.11	0.007	34.75	6.6679E-05	8850.72	132426.5	44556.7	2227833.2	PRECUADRATICA	0.02000	0.0668	0.0002244	7.07	0.000195	7.42		
	J-15	3473						152118.1	38788.8	1939441.5	PRECUADRATICA	0.01000	0.0582	0.0002578	10.00	0.000234	7.26		
								140269.3	42065.4	2103269.5	PRECUADRATICA	0.01500	0.0631	0.0002377	8.16	0.000210	7.35		
								135246.6	43627.6	2181379.3	PRECUADRATICA	0.01800	0.0654	0.0002292	7.45	0.000200	7.40		
								134874.0	43748.1	2187405.3	PRECUADRATICA	0.01825	0.0656	0.000229	7.40	0.000199	7.40	65.62	110
								133792.0	44101.9	2205095.5	PRECUADRATICA	0.0190	0.0662	0.0002267	7.25	0.000197	7.41		
RAMAL	SUBRAMAL	COTA(m)	hf(m) critica	Q(m^3/seg)	L (m)	ξ_1 (m^6)	ξ_2 (m)	Re	Re'	Re"	ZONA	f	D (m)	ε'	ξ_3	ξ_4	ξ_5	D(mm)	D(comercial)
P -13	J-15	3473	6.64	0.007	105.2	6.4121E-05	8850.72	133466.6	44209.4	2210470.4	PRECUADRATICA	0.02000	0.0663	0.000226	7.07	0.000194	7.42		
	J-22	3466.36						153312.9	38486.5	1924326.3	PRECUADRATICA	0.01000	0.0577	0.000260	10.00	0.000234	7.26		
								141371.0	41737.6	2086877.5	PRECUADRATICA	0.01500	0.0626	0.000240	8.16	0.000210	7.36		
								135933.4	43407.2	2170357.5	PRECUADRATICA	0.01825	0.0651	0.000230	7.40	0.000199	7.40	65.11	110
								134842.9	43758.2	2187909.9	PRECUADRATICA	0.01900	0.0656	0.000229	7.25	0.000197	7.41		
P -14	J-22	3466.36	2.52	0.007	85.34	0.00013711	8850.72	114646.0	51467.0	2573348.6	PRECUADRATICA	0.02000	0.0772	0.0001943	7.07	0.000207	7.37		
	J-12	3463.84						131693.6	44804.6	2240230.1	PRECUADRATICA	0.01000	0.0672	0.0002232	10.00	0.000251	7.20		
								121435.7	48589.3	2429466.3	PRECUADRATICA	0.01500	0.0729	0.0002058	8.16	0.000224	7.30		
								117087.4	50393.8	2519690.1	PRECUADRATICA	0.01800	0.0756	0.0001984	7.45	0.000213	7.34		
								116447.6	50670.7	2533535.4	PRECUADRATICA	0.01850	0.0760	0.000197	7.35	0.000212	7.35	76.01	110
								115828.1	50941.7	2547084.5	PRECUADRATICA	0.0190	0.0764	0.0001963	7.25	0.000210	7.36		
P -15	J-12	3463.84	11.76	0.007	33.53	1.1544E-05	8850.72	188063.3	31375.0	1568749.0	PRECUADRATICA	0.02000	0.0471	0.0003187	7.07	0.000180	7.49		
	J-33	3475.6						216028.0	27313.5	1365675.3	PRECUADRATICA	0.01000	0.0410	0.0003661	10.00	0.000215	7.34		
								199201.1	29620.7	1481036.3	PRECUADRATICA	0.01500	0.0444	0.0003376	8.16	0.000194	7.42		
								192068.2	30720.8	1536038.0	PRECUADRATICA	0.01800	0.0461	0.0003255	7.45	0.000185	7.46		
								192175.1	30703.7	1535183.7	PRECUADRATICA	0.01795	0.0461	0.000326	7.46	0.000185	7.46	46.06	110
								192068.2	30720.8	1536038.0	PRECUADRATICA	0.0180	0.0461	0.0003255	7.45	0.000185	7.46		
P -T	J-I	3484.53	8.93	0.007	856.5	0.00038832	8850.72	93096.9	63380.0	3169001.0	PRECUADRATICA	0.02000	0.0951	0.0001578	7.07	0.000233	7.26		
	J-F	3475.6						106940.2	55175.5	2758775.6	PRECUADRATICA	0.01000	0.0828	0.0001812	10.00	0.000284	7.09		
								98610.4	59836.3	2991814.3	PRECUADRATICA	0.01500	0.0898	0.0001671	8.16	0.000253	7.19		
								95079.4	62058.4	3102922.1	PRECUADRATICA	0.01800	0.0931	0.0001611	7.45	0.000240	7.24		
								94056.8	62733.1	3136657.5	PRECUADRATICA	0.01900	0.0941	0.000159	7.25	0.000237	7.25	94.10	110
								93190.2	63316.5	3165825.6	PRECUADRATICA	0.0199	0.0950	0.0001579	7.09	0.000234	7.26		
CALCULO TOTAL DE LA RED SIN CONSIDERAR TRAMOS																			

RESUMEN DE PERDIDAS POR TRAMOS DE LA CONDUCCION SANTA MARIA								
RAMAL	SUBRAMAL	COTA(m)	H(m)	hli(m)	ξ_1	ξ_2	V(m/seg)	hli + 1
P -5	TR-1	3484.53	0.3125	0.31	-0.225161997	0.000253396	0.810	0.31
	J-19	3482.24						
P -6	J-19	3482.24	0.3820	0.38	-0.225131862	0.000253424	0.810	0.38
	J-21	3481.3						
P -7	J-21	3481.3	1.1245	1.12	-0.225229448	0.000253331	0.810	1.12
	J-16	3473.51						
P -8	J-16	3473.51	0.2280	0.23	-0.225277235	0.000253286	0.810	0.23
	J-17	3479.49						
P -9	J-17	3479.49	0.3500	0.35	-0.225126248	0.00025343	0.810	0.35
	J-20	3479.11						
P -10	J-20	3479.11	0.8570	0.86	-0.225231347	0.000253329	0.810	0.86
	J-23	3476.71						
P -11	J-23	3476.71	0.4390	0.44	-0.225261652	0.000253301	0.810	0.44
	J-14	3475.11						
P -12	J-14	3475.11	0.2146	0.21	-0.225155621	0.000253402	0.810	0.21
	J-15	3473						
P -13	J-15	3473	0.6500	0.65	-0.225256187	0.000253306	0.810	0.65
	J-22	3466.36						
P -14	J-22	3466.36	0.5270	0.53	-0.225151232	0.000253406	0.810	0.53
	J-12	3463.84						
P -15	J-12	3463.84	0.2070	0.21	-0.225119821	0.000253436	0.810	0.21
	J-33	3475.6						
						hli+1 (total) =		5.27

RESUMEN DE PERDIDAS CONSIDERANDO UN SOLO TRAMO LA CONDUCCION SANTA MARIA								
P -TOTAL	J-I	3484.53	5.2930	5.29	-0.225234616	0.000253326	0.810	5.29
	J-F	3475.6						

3.1.7.5 Redes de Distribución

Después de determinado el caudal con su respectivo diámetro de tubería; que debe traerse a la cabeza de la zona a regar, ahora el problema consiste en distribuir el agua sobre las parcelas que van a utilizarla, de forma que cada una de ellas reciba una dosis correcta en el momento oportuno.

Es un problema delicado y complejo como consecuencia de la variedad de suelos, de las dimensiones de las parcelas y de los cultivos en el perímetro regado.

En el correspondiente Anexo 3.1 referente a este capítulo, se adjunta la respectivas Matrices de Cálculo y la documentación de respaldo de los cálculos hidráulicos realizados.

Finalmente en el anexo antes mencionado se presenta los resultados de la modelación computacional de las redes de distribución con la ayuda del programa Water-Cad, cuya utilidad es muy aceptada por empresas como EPMAPS, INAMHI y INAR.

A continuación se presenta un resumen general de resultados de las líneas de conducciones y redes de distribución del sistema de riego de la Comuna Salamalag Centro.

RESUMEN DEL SISTEMA DE RIEGO					
TRAMO	COTA	TIPO	OBSERVACION	LONGITUD (m)	DIAMETRO (mm)
P-1	3486.18	CONDUCCION No1	Captacion Almayda Tingo (No1) al Tanque Recolector	95.72	90
T(Recolector) No1	3484.53				
P-3	3488.69	CONDUCCION No2	Captacion Achupalla Huayco (No2) al Tanque Recolector	82.29	50
T(Recolector) No1	3484.53				
T(Recolector) No1	3484.53	CONDUCCION No3	Tanque Recolector al Reservorio (TR-1)	856.49	110
Reservorio (TR-1)	3475.60				
Reservorio (TR-1) HASTA LAS 3 ALAS DE DISTRIBUCION	3475.6	DISTRIBUCION	φ= 20 mm , L= 269.45 m	8056.45	VARIABLE
			φ= 25 mm , L= 1709.91 m		
			φ= 50 mm , L= 1350.27 m		
			φ= 63 mm , L= 747.37 m		
			φ= 75 mm , L= 607.45 m		
			φ= 90 mm , L= 1904.08 m		
			φ= 110 mm , L= 930.86 m		
			φ= 140 mm , L= 537.06 m		

Tabla: Resumen del Sistema de Riego
Fuente: Autores

3.1.8 DISEÑO DEL RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO Y DISTRIBUCIÓN

Es un elemento destinado a contener líquidos en nuestro caso agua dulce. En cuanto a la forma este depende exclusivamente de la necesidad o gusto del proyectista, en todo caso debe haber una perfecta coordinación entre la capacidad del depósito, su posición, altura, destino y materiales que vayan a utilizarse.

3.1.8.1 Elementos por considerar para la construcción de reservorios

Los elemente básicos por ser tomados en cuenta para construir un reservorio son:

Selección del sitio

El diseño y construcción adecuados de los reservorios son indispensables para asegurar el éxito de estas obras, además de hacerlos más fáciles de cuidar, más seguros y económicos.

De acuerdo con Peroto (2004) es ideal considerar en los aspectos constructivos del reservorio el punto más alto del proyecto, de modo que el agua pueda llegar desde este punto hasta cualquier lugar de la propiedad. Sin embargo, no siempre es posible tener las condiciones adecuadas para lograr lo anterior. Si la estructura solo puede ubicarse en un punto muy bajo, será necesario considerar la implementación de bombeo.

La selección del sitio adecuado es clave para el éxito del reservorio. Debe tomarse en cuenta la topografía del terreno, la textura del suelo, el destino donde se usará el agua y la disponibilidad de la fuente de agua; estos factores se detallan a continuación.

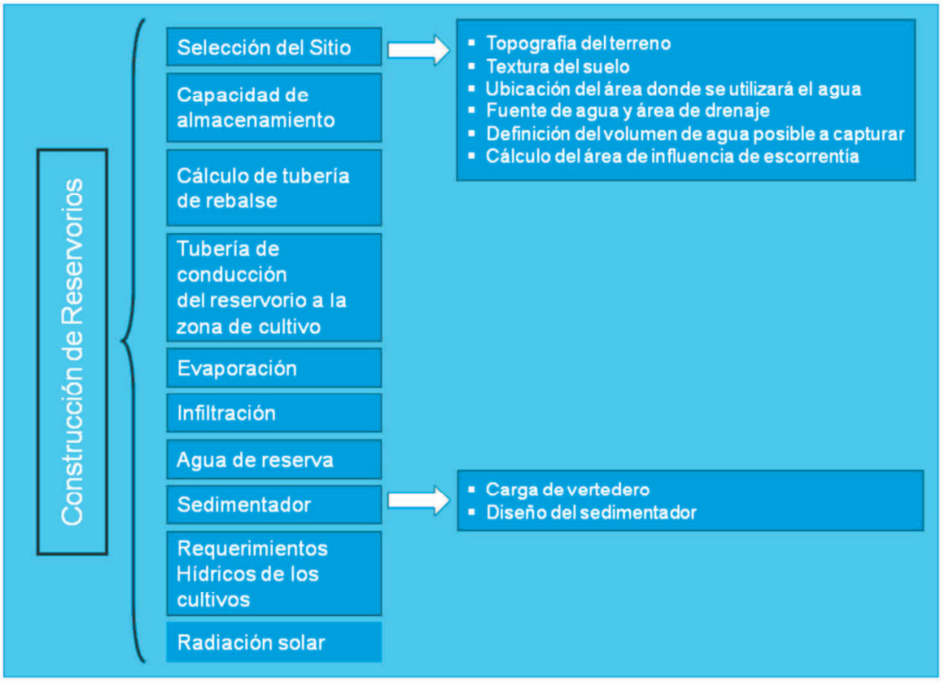


Gráfico 96: Elementos Necesarios para Construir un Reservorio
Fuente: FAO-CAN

Topografía

La ubicación ideal para un reservorio es una depresión natural ancha y plana con una garganta estrecha en el extremo inferior, que permita embalsar el agua con una represa transversal.

El sitio más económico es el que permite represar la mayor cantidad de agua, con profundidad suficiente, usando la represa de menor tamaño y con el mínimo movimiento de tierra.

Deben evitarse sitios poco profundos, donde sea difícil controlar malezas, que podrían perjudicar la calidad del agua, debido a la descomposición de las malezas, así como áreas con nacientes de agua, quebradas o ríos permanentes.

Para estanques excavados se escogen áreas planas, tomando en cuenta que por cada metro cúbico de agua almacenada, es preciso excavar y retirar un metro cúbico de tierra.

Una alternativa para aumentar la capacidad de almacenamiento sin incrementar la excavación, es usar la tierra removida para construir diques laterales, debidamente compactados, que permitan almacenar agua por encima del nivel natural del terreno.

Textura del suelo

Es preferible construir los reservorios en suelos de texturas arcillosas, que al compactarse adquieren cierta impermeabilidad y estabilidad; sin embargo, si se emplean geomembranas de PVC o plástico, pueden construirse en suelos de texturas francas y arenosas.

Los afloramientos de rocas, grava o arena, pueden causar problemas por la excesiva infiltración y por el debilitamiento de las estructuras, por lo que deben evitarse en lo posible, o bien, recubrirse con materiales impermeables y resistentes antes de construir el embalse.

Ubicación

Debe procurarse la ubicación más ventajosa, de acuerdo con el uso del agua, para evitar la necesidad de bombeo. Si el reservorio es para abastecer abrevaderos o agricultura, es ideal utilizar la gravedad para el transporte del agua, por lo que conviene ubicarlo en una zona elevada del proyecto, pero con suficiente área de captación para llenarlo en invierno. En proyectos extensos y en áreas planas es inevitable el uso de bombas.

En caso de querer utilizar un reservorio, cuya fuente de agua esta cercana, es conveniente ubicarlo cerca de la construcción, para reducir costos en las tuberías de transporte del agua. De igual forma, el reservorio debe estar ubicado lo más cerca posible del lugar donde se utilizará el agua.

Fuente de agua y área de drenaje

Si el reservorio se llena con agua de ríos, quebradas y escorrentía, este último preferible que ésta provenga de pastizales cercados, con buena cobertura, para reducir el arrastre de sedimentos. En caso que la cantidad de sedimentos arrastrados sea alta, puede construirse una caja de sedimentación a la entrada de la captación o del embalse.

Otra manera de contener los sedimentos es realizando prácticas de control de erosión en el terreno, como es el establecimiento de barreras de contorno, montículos en contorno o medias lunas, barreras vivas, entre otros.

Para evitar la contaminación, debe evitarse el ingreso de agua proveniente de corrales y alcantarilla, así como la entrada de animales.

Capacidad de almacenamiento

Para determinar el volumen de agua requerido, debe tenerse en cuenta el uso que se le dará a ella, así como las pérdidas por evaporación e infiltración y el agua de reserva.

Si el reservorio es de forma geométrica no hay ninguna dificultad para calcular el volumen, ya que se usan los cálculos de geometría general, si es de forma irregular, se debe hacer el levantamiento topográfico (con teodolito o estación total) para posteriormente estimar el volumen.

Es necesario considerar la evacuación del exceso de aguas dentro del reservorio, de lo contrario, existe el riesgo del rebalse y, por lo tanto, daño a la infraestructura. El volumen mínimo de operación es 14616 m^3 por lo tanto se procede a dimensionar el reservorio trapezoidal, con la premisa de considerar el factor de talud mínimo para un suelo franco arenoso.

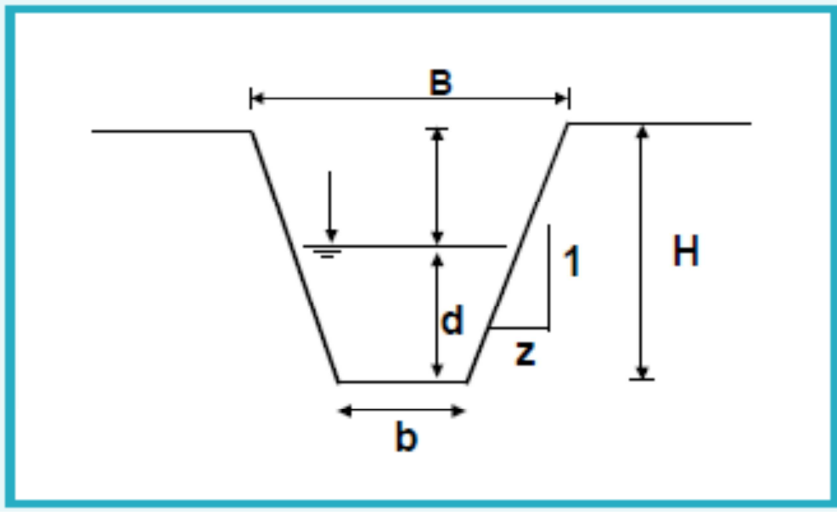


Gráfico 97: Esquema de Reservorio
Fuente: Autores

Material de excavación	Z
Roca firme	0,25
Hard-pan duro, Roca sin fisuras	0,50
Grava cementada. Arcilla y Hard-pan ordinario	0,75
Arcilla con grava. Suelos francos	1,00
Limo arcilloso	1,00
Suelos francos con grava	1,50
Suelos franco-arenosos	2,00
Suelos muy arenosos	3,00

Tabla 90: Talud 1 : Z (V : H)
Fuente: Ven Te Chow 1988.

Evaporación

La evaporación es el cambio de estado del agua de líquido a vapor. La cantidad de agua evaporada depende de la radiación solar, temperatura, viento y área de espejo de agua.

Se recomienda embalses profundos y de menores dimensiones para reducir la evaporación, así como el empleo de coberturas (sarán y otros) para aminorar el efecto de los factores ambientales. Para calcular el volumen evaporado se utiliza la siguiente ecuación:

$$\boldsymbol{V_{(evaporacion)} = 10 * S * E}$$

Dónde:

S = área de espejo de agua, en hectáreas
E = evaporación, en mm/mes

3.1.8.2 Criterios de Diseño del Reservorio

En el proyecto se tomaron en consideración los siguientes volúmenes de almacenamiento, en función de cumplir el periodo establecido de riego al aplicar una dotación de 291.41 lit/seg en un día de riego y desde el punto de vista de la normal lamina de riego para la entrega de una dotación de 30 lit/seg cada día para la respectiva distribución del sistema.

Se desprende que para un área efectiva de riego de 121.42 hectáreas es necesario con la alternativa No1 un volumen de 91594.11 m^3, los mismos que necesitan aproximadamente 2 hectáreas para su implantación, esta propuesta luego del análisis realizado no es viable desde el punto de vista: logístico, operativo y económico.

La alternativa No2 con un volumen de 14902.76 m^3, esta implantación se la realizara en 0.5 hectárea, esta propuesta es la definitiva ya que cumple desde el punto de vista logístico, operativo y económico para su ejecución.

En un reservorio involucra básicamente dos parámetros de diseños:

a. **Estructural:** se refiere al sistema de muro (pantalla) que se va a utilizar como presa y cuya función es detener el cauce natural en una zona tras la cual se forma una represa (el estanque o piscina para almacenar agua). Este muro, dependiendo del tamaño de la represa, especialmente, su altura o profundidad del reservorio, podrá ser desde lo más elemental (un tabique en madera o un muro armado en tierra o piedra) hasta una gran pantalla en concreto reforzado como se utiliza en las grandes represas para generación de energía.

b. **Hidráulico:** determina las dimensiones requeridas para tuberías de conducción y manejo de los niveles de almacenamiento del agua. En esto es importante conocer los Índices de lluvia propios de la zona donde se ubica la represa y disponer de sistemas de válvulas o vertederos, o combinaciones, para manejar el nivel del reservorio y evitar la sobrecarga de la presa.

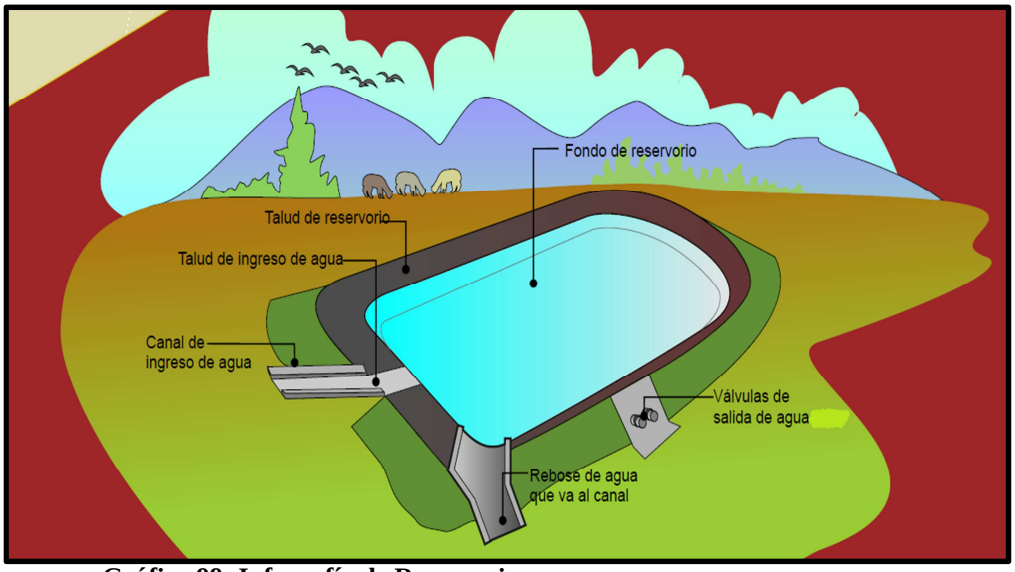


Gráfico 99: Infografía de Reservorio
Fuente: FAO-CAN

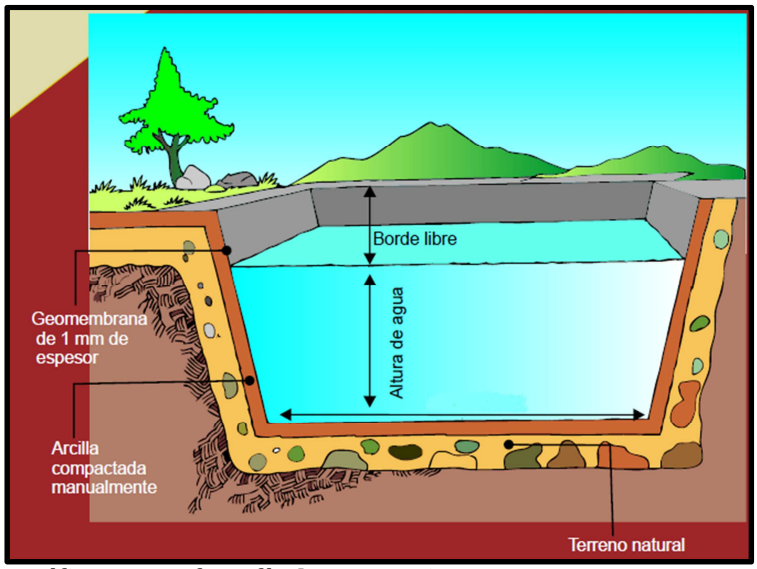


Gráfico 100: Infografía de Reservorio Corte
Fuente: FAO-CAN

Luego de estas premisas se procede a realizar los respectivos controles al reservorio, como primer control está el método de estabilidad para terraplenes, en base a dos metodologías utilizadas en Latinoamérica que a continuación detallamos.

3.1.8.2.1 Análisis de Estabilidad en Taludes (Método de las dovelas.)

Se pueden analizar superficies de falla circulares y no circulares. La masa deslizante se divide en una serie de dovelas verticales y se establece el equilibrio de las fuerzas que actúan en cada dovela. Existen diversos métodos para convertir el sistema indeterminado en determinado.

La descripción de las Fuerzas Actuantes, así como el Factor de Seguridad y el Equilibrio de Fuerzas y Momentos, así se presenta una representación del método de las dovelas.

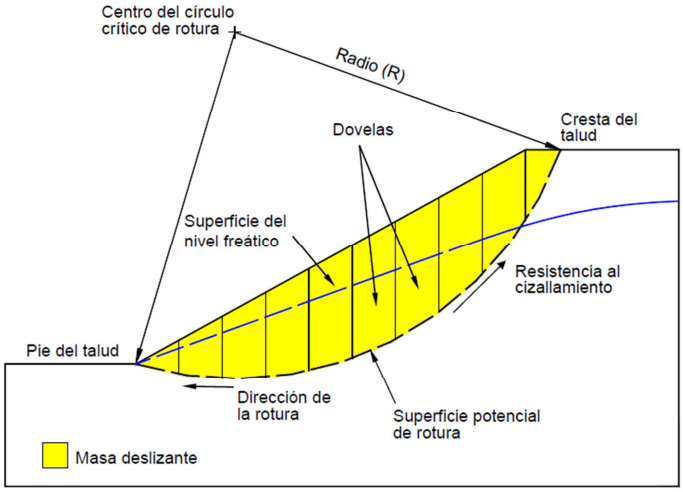


Gráfico 101: Representación del Método de las Dovelas
Fuente: Soil Mechanics in Engineering Practice Third edition Karl Terzaghi.

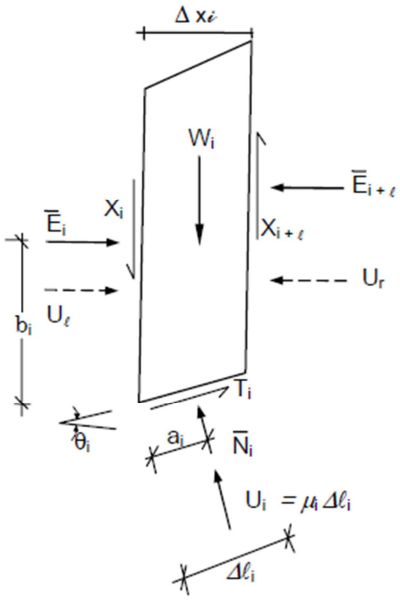


Gráfico 102: Fuerzas que Actúan en una Dovela
Fuente: Soil Mechanics in Engineering Practice Third edition Karl Terzaghi.

Método Ordinario de Dovelas (Fellenius)

Este método posee las siguientes premisas para su cálculo y desarrollo general del mismo.

a. Primer método de dovelas en ser ampliamente aceptado.
b. Ignora las fuerzas entre dovelas (laterales) a fin de convertir el problema en estáticamente determinado.
c. Considerar el peso (W), y de las presiones intersticiales (u)
d. El más simple de todos los métodos de dovelas y a la vez el más conservador, proporciona el Factor de Seguridad (FS) más bajo.
e. Se aplica a superficies circulares.

Los momentos estabilizadores son generados por la resistencia al cizallamiento en la superficie de rotura, los momentos desestabilizadores son generalmente por el peso del terreno incluyendo el peso del agua, la ecuación que gobierna el sistema es el siguiente:

$$\Sigma\, M_{ESTABILIZADORES} = \Sigma M_{DESESTABILIZANTES}$$

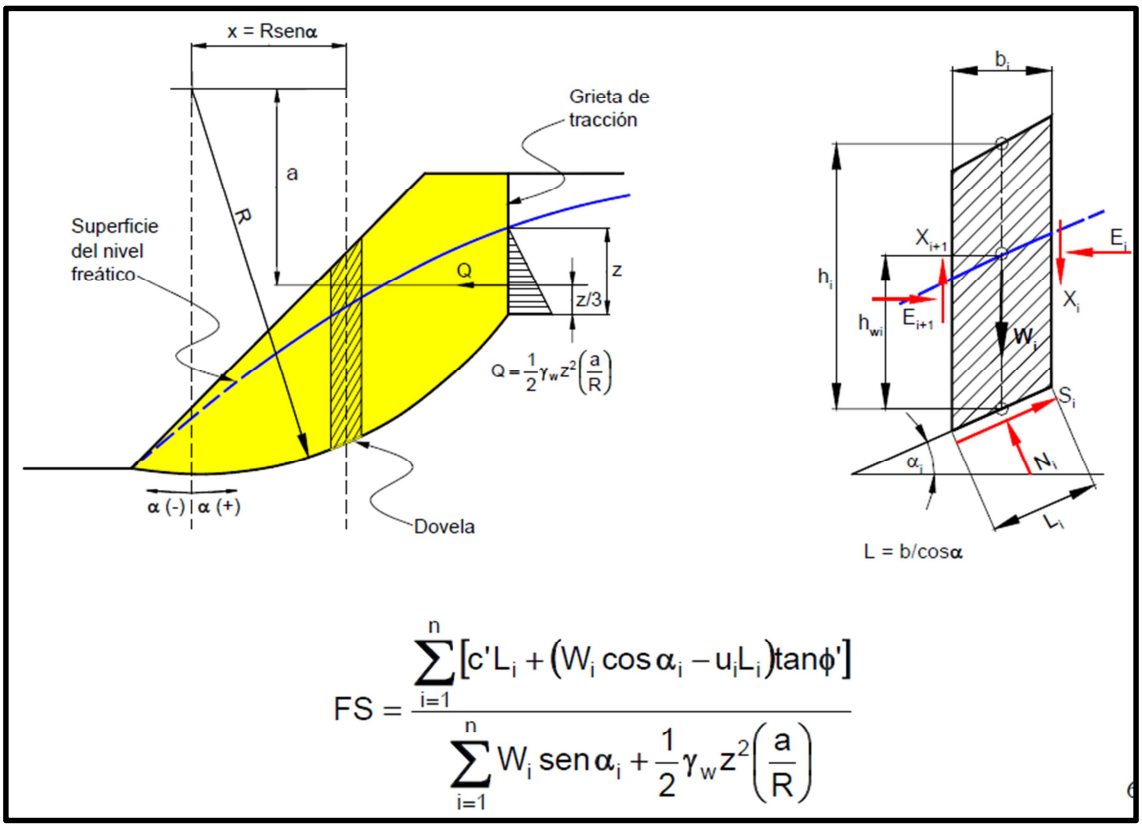
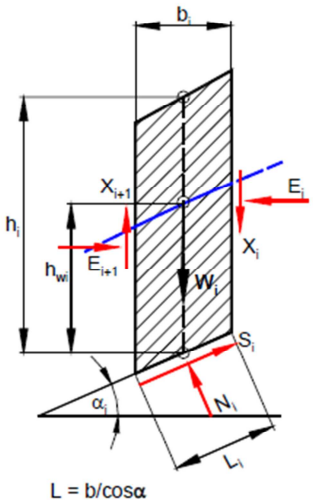


Gráfico 103: Representación del Método Ordinario de Fellenius
Fuente: Soil Mechanics in Engineering Practice Third edition Karl Terzaghi.

Asume que la resultante de fuerzas laterales actúa paralela a la base de cada dovela, resuelve las fuerzas normales perpendiculares a la base eliminando las fuerzas laterales.

A continuación se presenta una propuesta de calculo que se aplicado en el proyecto de riego para su solución.

Dovela	b (m)	H (m)	α (°)	L = b/cosα°	A = b*H	W = γ*A*(1)	h_w	$u=\gamma_w*h_w$	N	D
1										
2										
.										
.										
.										
.										
n										
									Σ	Σ



$$FS = \frac{\sum N}{\sum D}$$

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left[c'L_i + \left(W_i \cos\alpha_i - u_i L_i\right)\tan\phi'\right]}{\sum_{i=1}^{n} W_i \operatorname{sen}\alpha_i}$$

Gráfico 104: Representación del Método Ordinario de Fellenius (1)
Fuente: Soil Mechanics in Engineering Practice Third edition Karl Terzaghi.

Método Simplificado de Bishop

Este método posee las siguientes premisas para su cálculo y desarrollo general del mismo.

a. Se aplica solo a superficies de rotura circulares
b. Método similar al de Fellenius, excepto que considera equilibrio de fuerzas en la dirección vertical.
c. La solución es indeterminada, por lo que requiere un proceso iterativo.
d. Los resultados obtenidos del ***FS*** tienden a ser más elevados que en el método de Fellnius.
e. Proporciona resultados similares a los métodos precisos.

Asume que las fuerzas verticales en las dovelas son cero, resuelve las fuerzas en la dirección vertical eliminando las fuerzas laterales.

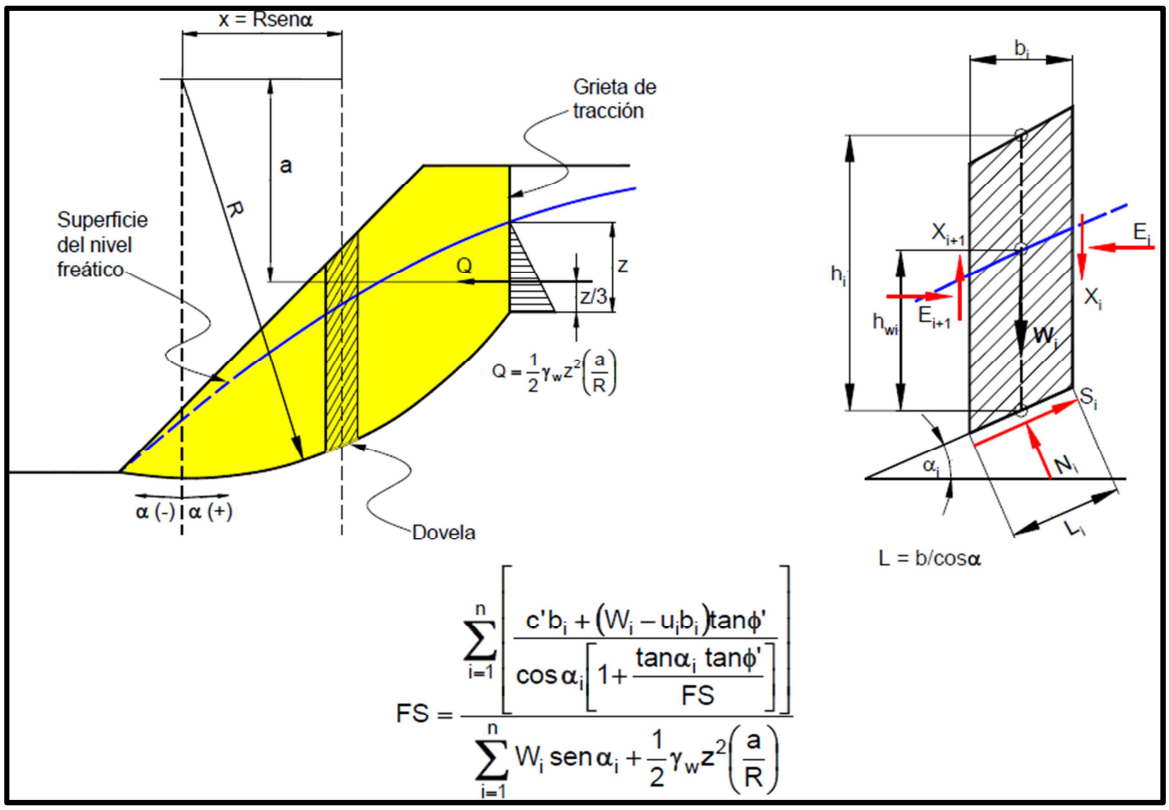


Gráfico 105: Representación del Método Bishop
Fuente: Soil Mechanics in Engineering Practice Third edition Karl Terzaghi.

En función de la tabla presentada en el anterior método, se presenta la propuesta de calculo que se aplicado en el proyecto de riego para su solución.

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left[c\,\Delta x_i + (W_i - u_i\,\Delta x_i)\,t_g\,\phi\right]\left[1/M_i(\theta)\right]}{\sum_{i=1}^{n} W_i\,sen\,\theta_i}$$

$$M_i(\theta) = \cos\theta_i\,(1 + \frac{t_g\,\theta_i\,t_g\,\phi}{F})$$

En el correspondiente Anexo No 3.1 referente a este capítulo, se adjunta la respectivas Matrices de Cálculo y la documentación de respaldo de los cálculos de estabilidad realizados.

TABLA TIPO PARA EL CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO DEL TERRAPLEN DEL RESERVORIO SANTA MARIA

Dovela	x_i m	y_i m	y_{i+1} m	y_i-y_{i+1} m	b_i m	θ º	θ rad	h_{media} m	γ_1 kN/m^3	W_i KN	c KPa	ϕ º	ϕ rad	cosθ	senθ	tgθ	$W_i$cosθ KN	$W_i$senθ KN	Δl_i m	c Δl_i KPa	F_R KPa	c b_i KPa	F_R KPa	m_α
1	0.00	7.85	6.48	1.37	0.43	72.68	1.27	0.69	15	4.38	29	33	0.58	0.30	0.95	3.21	1.30	4.18	1.44	42.35	43.20	12.61	28.69	0.5387
2	0.43	6.48	5.61	0.87	0.43	63.77	1.11	1.81	15	11.54	29	33	0.58	0.44	0.90	2.03	5.10	10.35	0.97	28.53	31.84	12.61	30.08	0.6684
3	0.86	5.61	4.94	0.67	0.43	57.26	1.00	2.58	15	16.44	29	33	0.58	0.54	0.84	1.56	8.89	13.83	0.79	23.31	29.09	12.61	30.91	0.7531
4	1.29	4.94	4.40	0.54	0.43	51.77	0.90	3.18	15	20.30	29	33	0.58	0.62	0.79	1.27	12.56	15.94	0.69	20.38	28.53	12.61	31.56	0.8171
5	1.71	4.40	3.94	0.46	0.43	46.89	0.82	3.68	15	23.49	29	33	0.58	0.68	0.73	1.07	16.05	17.15	0.63	18.45	28.88	12.61	32.12	0.8676
6	2.14	3.94	3.55	0.39	0.43	42.43	0.74	4.11	15	26.20	29	33	0.58	0.74	0.67	0.91	19.34	17.68	0.58	17.08	29.64	12.61	32.61	0.9084
7	2.57	3.55	3.21	0.34	0.43	38.27	0.67	4.47	15	28.53	29	33	0.58	0.79	0.62	0.79	22.40	17.67	0.55	16.06	30.60	12.61	33.07	0.9414
8	3.00	3.21	2.91	0.29	0.43	34.34	0.60	4.36	15	27.80	29	33	0.58	0.83	0.56	0.68	22.96	15.68	0.52	15.27	30.18	12.61	31.67	0.9681
9	3.43	2.91	2.66	0.25	0.43	30.58	0.53	3.77	15	24.07	29	33	0.58	0.86	0.51	0.59	20.72	12.24	0.50	14.65	28.10	12.61	28.54	0.9893
10	3.86	2.66	2.44	0.22	0.43	26.96	0.47	3.15	15	20.10	29	33	0.58	0.89	0.45	0.51	17.91	9.11	0.48	14.15	25.78	12.61	25.51	1.0057
11	4.29	2.44	2.26	0.19	0.43	23.46	0.41	2.49	15	15.91	29	33	0.58	0.92	0.40	0.43	14.59	6.33	0.47	13.74	23.22	12.61	22.54	1.0178
12	4.71	2.26	2.10	0.16	0.43	20.05	0.35	1.81	15	11.53	29	33	0.58	0.94	0.34	0.36	10.83	3.95	0.46	13.42	20.45	12.61	19.59	1.0259
13	5.14	2.10	1.97	0.13	0.43	16.71	0.29	1.09	15	6.96	29	33	0.58	0.96	0.29	0.30	6.67	2.00	0.45	13.16	17.49	12.61	16.62	1.0303
14	5.57	1.97	1.87	0.10	0.43	13.43	0.23	0.35	15	2.22	29	33	0.58	0.97	0.23	0.24	2.16	0.52	0.44	12.96	14.37	12.61	13.63	1.0313

Método Ordinario

$$FS = \frac{\Sigma F_R}{\Sigma F_t} = \frac{381.38}{146.64} = 2.601$$

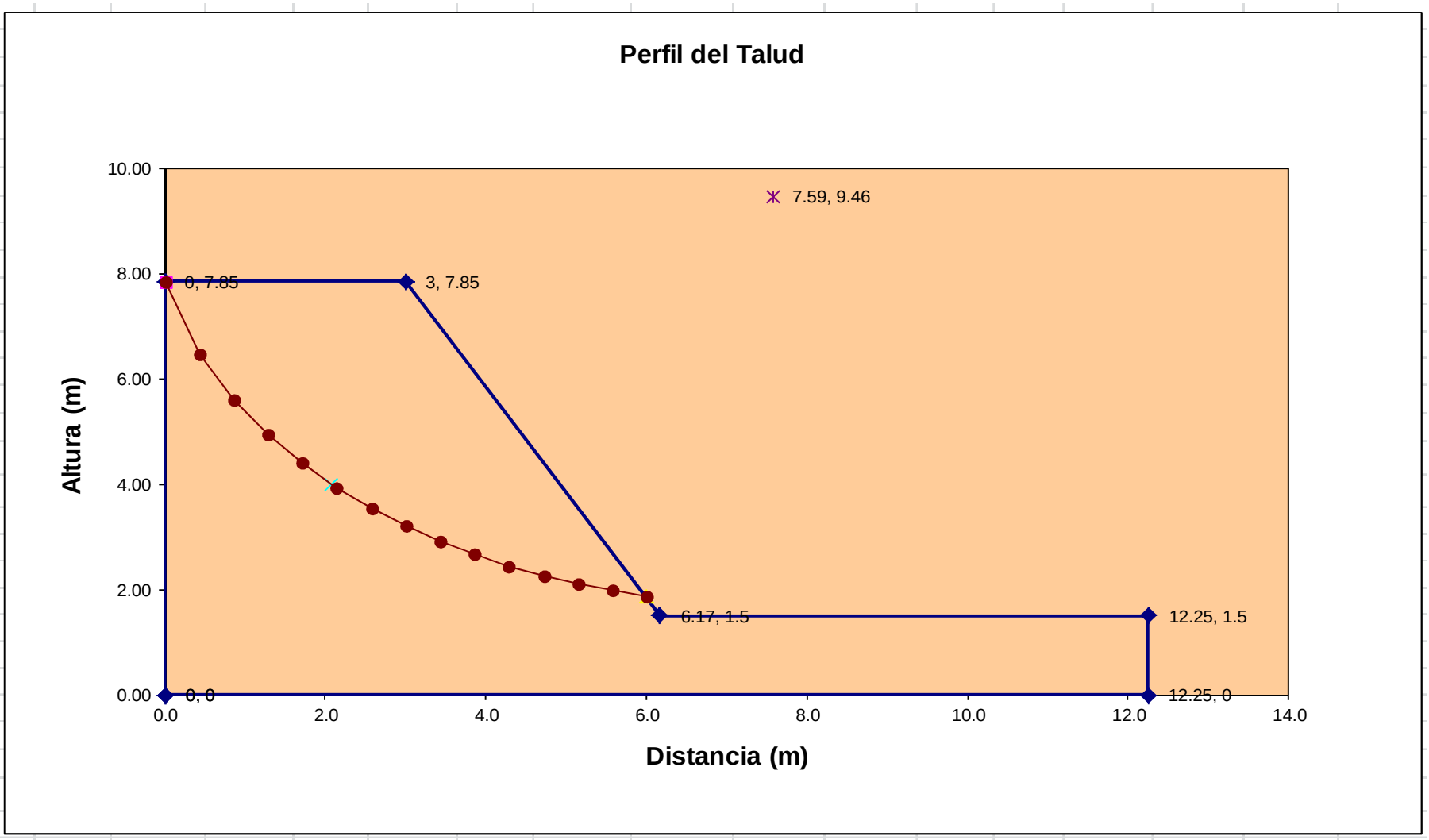
Coeficiente de seguridad Iteración Método de Bishop

F= 2.57

Método de Bishop

$$FS = \frac{\Sigma F_R}{\Sigma F_t} = \frac{377.15}{146.64} = 2.572$$

Diferencia Iteración 0.00


Perfil del Talud
10.00
8.00
6.00
4.00
2.00
0.00
Altura (m)
0.0
2.0
4.0
6.0
8.0
10.0
12.0
14.0
Distancia (m)
7.59, 9.46
0, 7.85
3, 7.85
6.17, 1.5
12.25, 1.5
0, 0
12.25, 0

El Factor de seguridad tiene un valor sugerido de 1.5 a 2, recomendado por Soil Mechanics in Engineering Practice Third edition Karl Terzaghi, Ralph B. Peck Gholamreza Mesri, nosotros tomamos un valor de ***FS*** mayor a 2 que es un valor conservador para el diseño.

3.1.8.3 Criterios para la Conformación del Terraplén

Una vez preparado el terreno sobre el que se asentará el terraplén, se procederá a la construcción del mismo, empleando materiales que cumplan las condiciones exigidas para cada zona, y que fueron comentados anteriormente en el estudio geotécnico.

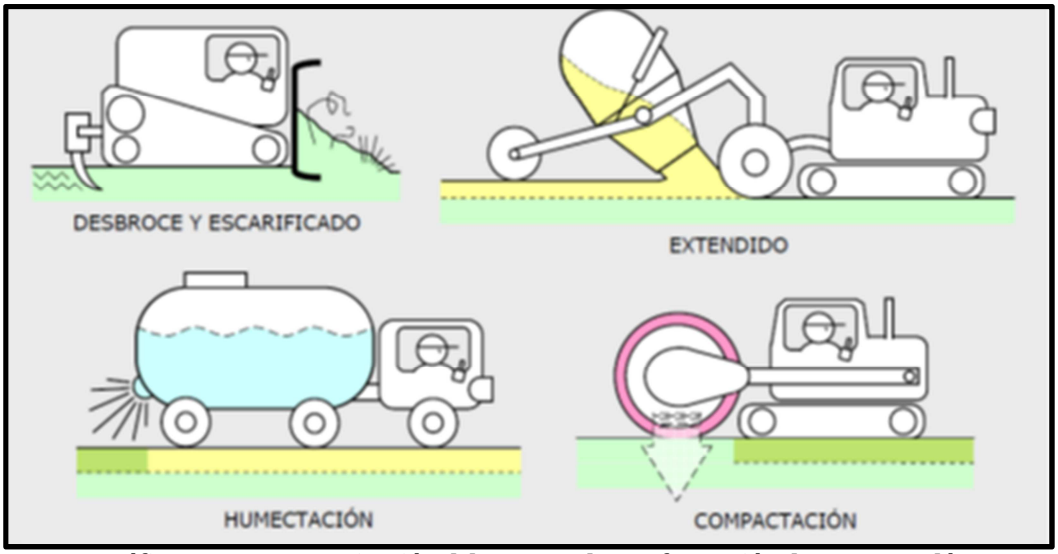


Gráfico 106: Esquematización del Proceso de Conformación de un Terraplén
Fuente: Soil Mechanics in Engineering Practice Third edition Karl Terzaghi.

La ejecución del terraplén se compone de tres operaciones que se repiten cíclicamente para cada tongada, hasta alcanzar la cota asignada en proyecto; éstas son: extendido, humectación y compactación. A continuación se presenta de manera resumida como iniciar la ejecución del mismo.

El desbroce consiste en extraer y retirar de la zona afectada por la traza de la carretera todos los árboles, tocones, plantas, maleza, broza, maderas caídas, escombros, basura o cualquier otro material indeseable que pueda acarrear perjuicios al normal desarrollo de las obras o al futuro comportamiento de la vía.

Como regla general, es recomendable extraer todos los tocones y raíces, especialmente aquéllos de diámetro superior a 10 cm., que deberán ser eliminados hasta una profundidad de al menos 50 cm. por debajo de la superficie natural del terreno.

La escarificación también denominada ripado es una tarea que consiste en la disgregación de la capa superficial del terreno, efectuada por medios mecánicos.
Generalmente se emplean herramientas especiales acopladas a máquinas tractoras de gran potencia (bulldozers) que se encargan simultáneamente de la eliminación de terreno vegetal y del proceso de escarificado.

El objetivo de este proceso es uniformizar la composición del suelo y facilitar su posterior recompactación, haciendo que este proceso sea más efectivo. Eventualmente puede recurrirse al empleo de conglomerantes –cal y cemento- para mejorar las características mecánicas del suelo.

El extendido se procederá al extendido del suelo en capas de espesor uniforme y sensiblemente paralelas a la explanada. El material que componga cada capa deberá ser homogéneo y presentar características uniformes; en caso contrario, deberá conseguirse esta uniformidad mezclándolos convenientemente

El espesor de estas capas será lo suficientemente reducido para que, con los medios disponibles en obra, se obtenga en todo su espesor el grado de compactación exigido. Por lo general, dicho espesor oscila entre **los 15 a 20 cm.** de la capa delgada empleada en suelos finos o secos y los 20 a 40 cm. de la capa media, empleada en suelos granulares o húmedos.

Humectación una vez ha sido extendida la tongada de terreno, se procede a acondicionar la humedad del suelo. Este proceso es especialmente importante, ya que cumple una doble función:

- Por un lado, asegura una óptima compactación del material, asegurando la suficiente resistencia y reduciendo los posteriores asentamientos del terraplén.

- Por otro, evita que las variaciones de humedad que se produzcan después de la construcción provoquen cambios excesivos de volumen en el suelo, ocasionando daños y deformaciones en el firme.

Suele tomarse como humedad de referencia la determinada en el ***ensayo de Proctor Normal o Modificado, denominada humedad óptima Proctor.*** Su valor es cercano a la humedad de equilibrio, que es la que alcanzará definitivamente el firme pasado un tiempo después de su construcción.

Compactación conseguida el grado de humedad óptimo, se procederá a la última fase de ejecución del terraplén: la compactación. El objetivo de este proceso aumentar la estabilidad y resistencia mecánica del terraplén- se consigue comunicando energía de vibración a las partículas que conforman el suelo, produciendo una reordenación de éstas, que adoptarán una configuración energéticamente más estable.

La calidad de la compactación suele referirse a la densidad máxima obtenida en el ensayo Proctor. En cimientos y núcleos, se exigen densidades de al menos el 95% del Proctor Normal, mientras que en coronación, la densidad obtenida debe superar el100% de la obtenida en dicho ensayo.

Terminación del terraplén una vez construido el terraplén se realizará el acabado geométrico del mismo, reperfilando los taludes y la superficie donde posteriormente se asentará el firme, empleándose generalmente la motoniveladora.

También se realiza una última pasada con la compactadora sin aplicar vibración con el fin corregir posibles irregularidades producidas por el paso de la maquinaria y sellar la superficie.

Revestimiento impermeable para evitar las filtraciones en el fondo y taludes, luego de dar la forma definitiva, se realizará un revoque perfectamente estructurado con arcillas de la zona y luego se extenderá un film de polietileno, plegado en ángulos rectos y colocado en una trinchera preparada previamente en la parte superior del talud, la misma será rellenado con suelo para sostener el film de polietileno, este en el reservorio será colocado con traslapes y sellados por termofusión.

En el correspondiente Anexo No 3 referente a este capítulo, se adjunta la respectivas Matrices de Cálculo y la documentación de respaldo de los cálculos realizados, a continuación se presenta un resumen del diseño del reservorio.

CALCULO Y DISEÑO PARA DIMENSIONAR EL RESERVORIO SANTA MARIA											
DATOS					CALCULOS						
ALTURA	TALUD	ETP	BASE SUPERIOR	LARGO SUPERIOR	BASE INFERIOR	LARGO INFERIOR	VOLUMEN	VOLUMEN RESERVA	VOLUMEN DINAMICO	VOLUMEN EVAPORAC	VOLUMEN TOTAL
h(m)	Z	(mm/mes)	B(m)	L(m)	b(m)	l (m)	$V_{(total)}$ (m^3)	V 1 (m^3)	V 2 (m^3)	V 3 (m^3)	V (m^3)= V1+V2
5	2	77.1	40.0	50.0	35.0	45	8916.37	14162.40	453.60	154.20	14770.20
5	2	77.1	50.0	60.0	45.0	55	13666.48			231.30	14847.30
5	2	77.1	55.0	65.0	50.0	60	16416.51			275.63	14891.63
5	2	77.1	60.0	70.0	55.0	65	19416.53			323.82	14939.82
5	2	77.1	65.0	75.0	60.0	70	22666.55			375.86	14991.86
5	2	77.1	70.0	80.0	65.0	75	26166.57			431.76	15047.76
REAJUSTE DEL RESERVORIO											
4.5	2	77.1	55.0	65.0	51	61	14902.76	14162.40	453.6	275.63	14438.03

Tabla 91: Dimensionamiento del Reservorio Trapezoidal
Fuente: Autores.

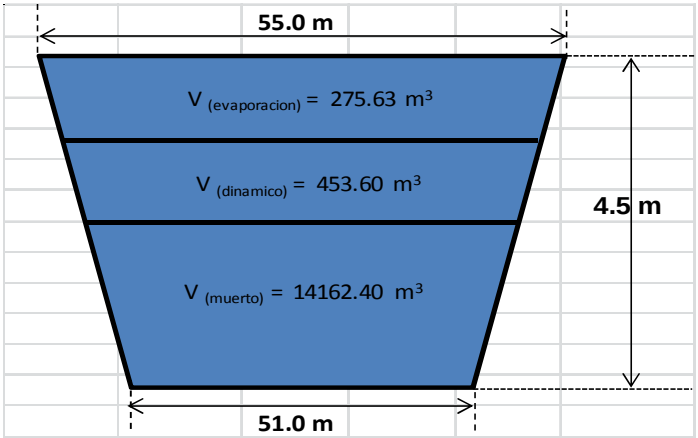


Gráfico 98: Esquema del Reservorio Trapezoidal
Fuente: Autores.

3.1.9 DISEÑO DE LA CAPTACION EN LA QUEBRADA ALMAYDA TINGO.

La captación está constituida por las siguientes estructuras:

- Cierre del río, rejilla de fondo-galería, azud y obras de protección.
- Canal de ingreso, transición y desarenador
- Tanque de salida y cámara de válvulas
- Canal de desagüe y descarga

Los parámetros de diseño, formulaciones, coeficientes utilizados y los cálculos hidráulicos se detallan en el anexo No4 y la implantación general, cortes y detalles gráficos de la captación se presentan en los planos del R2 al R3.

El diseño contempla una captación tipo caucasiana, tanto por las características de los cauces (Quebrada de montaña, pendiente promedio 9.26%) por el tipo y cantidad de material (cantos rodados) que arrastra en crecientes.

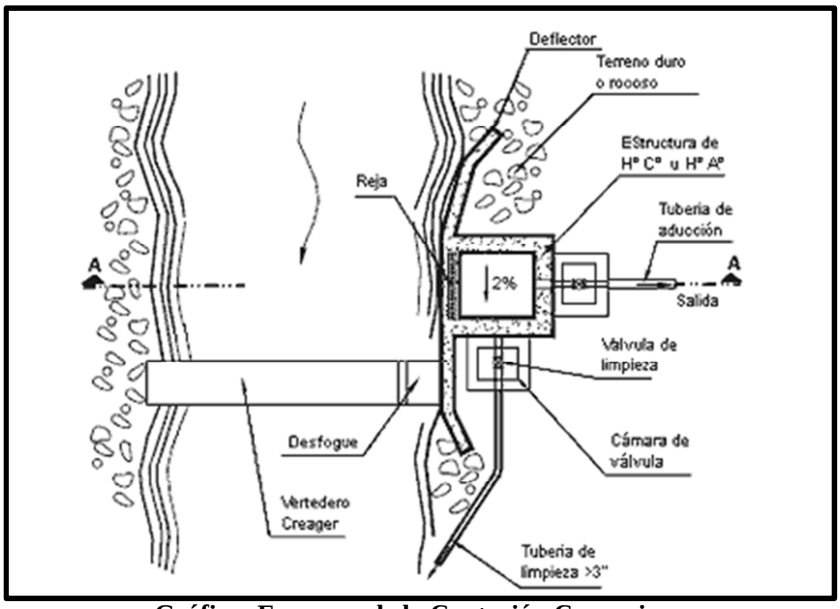


Gráfico: Esquema de la Captación Caucaciana

La captaciones se ubican en las quebrada Almayda Tingo, en el límite con la comunidad Maca Grande, en los tramos de quebradas en las cotas 3488.69 msnm. La metodología aplicada para diseño en la Quebrada Almayda Tingo es la siguiente:

Calculo de Rejilla de Captación y Dimensionamiento Geométrico

Su objetivo básico es impedir que los materiales de arrastre y suspensión ingresen al canal de derivación, los cuales causan obstrucción y desborden aguas abajo de la captación. Las rejillas platinas unidas mediante soldadura formando paneles. La separación entre rejillas se recomienda tomarla de eje a eje; y dependiendo del tipo de material que se quiere impedir su ingreso la separación variará entre 0.025m y 0.10m (material fino) y de 0.10m a 0.20m (material grueso), recomendándose que las rejillas de menor separación en la parte superior. La colocación de la rejilla puede ser vertical o con una pequeña inclinación de 1:1/4 para facilitar su limpieza.

Esta limpieza se recomienda que se haga mediante acción mecánica ya que cuando es manual en épocas de avenidas es casi imposible ejecutar con la frecuencia debida. La principal objeción de colocar rejillas es que causa pérdidas, las cuales deben ser consideradas durante el dimensionamiento de la altura del vertedero y en el cálculo del tirante en el canal de derivación. A continuación se presenta la formulación a aplicar:

$Q = 2.55 \times C \times K \times B \times L \times (Ho^{0.5})$
$K = \{(1 - f) \times (s / (s + t))\}$
$C = Co - 0.325 \times \tan A$
$Co = 0.60$ si $e/s > 4$
$Co = 0.50$ si $e/s < 4$

DONDE:
Q = Caudal de ingreso a través de la rejilla, en m3/s
C = Coeficiente de contracción
K = Coeficiente de área
B = Longitud de la rejilla, perpendicular al sentido de la corriente, en m
L = Ancho de la galería de captación - rejilla, en m
Ho = Carga de agua en la captación, en m
f = porcentaje de obstrucción de la rejilla
s = espaciamiento entre barras, en cm
t = ancho de la barra de la rejilla, en cm
A = ángulo de inclinación de la rejilla respecto a la horizontal, en grados
e = altura de la barra, en cm

Datos para cálculos:

Caudal total de captación para el proyecto	:	5.50 l/s.
Caudal medio de la Quebrada	:	5.65 m3/s.
Caudal de crecida Tr = 15 años	:	25.30 m3/s.
Ancho libre del cierre	:	3.60 m.
Nivel fondo de la Quebrada en el sitio de captación	:	3488.16 msnm.
Tipo de captación	:	caucasiana

Resultados

En el sitio de la captación Quebrada Almayda Tingo (cota 3488.16 msnm) el cierre del río tiene un ancho libre (entre muros laterales) de 3.60 m, de los cuales, 0.90 m corresponden a la longitud de la toma de fondo (longitud total de la rejilla de captación), 2.50 m a la longitud del azud sin rejilla y 0.20 m considerados para la ubicación de la compuerta de control principal de la captación.

La rejilla de fondo tiene una longitud total de 0.90 m y un ancho libre de 0.15 m, se ubica en la margen izquierda (en el sentido del flujo) del cierre. El agua que ingresa por la rejilla, es recolectada en la galería que se encuentra bajo la rejilla; las principales características de la rejilla y galería se presentan a continuación:

Longitud total de la rejilla	:	0.90 m.
Ancho libre de la rejilla	:	0.15 m.
Ancho incluido anclajes de la rejilla	:	0.35 m.

Angulo de inclinación de la rejilla, en grados	:	20
Tipo de la barras de acero	:	rectangulares
Dimensiones de la barras de acero	:	15 x 15 mm.
Separación entre bordes de las barras	:	15 mm.
Ancho de la galería	:	0.15 m.
Longitud total de la galería	:	0.90 m.
Pendiente de fondo de la galería	:	25.0 %
Nivel al inicio de la galería	:	3489.44 msnm.
Nivel al final de la galería	:	3489.09 msnm.

Al final de la galería, se ubica un orificio de control para caudales de crecida de 0.30 m de ancho x 0.20 m de alto, conformado entre la pared del muro lateral y la solera de la galería, el orificio normalmente trabaja sumergido para caudales mínimos y máximos.

Al final de la galería y antes del orificio se ubicará una compuerta de 0.20 m de ancho y 0.20 m de alto, que permitirá cerrar totalmente el ingreso de agua; normalmente la compuerta permanecerá abierta, su cierre se realizará para efectos de operación y mantenimiento de la captación.
El azud sin rejilla, tiene una longitud de 2.70 m y su cresta tiene la cota 3489.66 msnm más alta que la cresta del azud con rejilla, esto permitirá que el caudal mínimo medio del río (5.5 L/s) se canalice totalmente hacia la rejilla de captación.

Los muros laterales de protección de las márgenes donde se implantarán las obras de la captación y específicamente su altura, responde a los niveles de agua para el paso de la crecida de diseño (25.30 m3/s), adicionalmente a la altura de agua, se ha considerado una altura de seguridad promedio de 0.20 m.

Cálculo y Dimensionamiento del Desarenador de Lavado Continuo

Desarenador: los desarenadores son estructuras hidráulicas que tienen como función remover las partículas de cierto tamaño que la captación de una fuente superficial permite pasar.

Zona de Sedimentación: sus características de régimen de flujo permiten la remoción de los sólidos del agua. La teoría de funcionamiento de la zona de sedimentación se basa en las siguientes suposiciones:

Asentamiento sucede como lo haría en un recipiente con fluido en reposo de la misma profundidad. La concentración de las partículas a la entrada de la zona de sedimentación es homogénea, es decir, la concentración de partículas en suspensión de cada tamaño es uniforme en toda la sección transversal perpendicular al flujo.

La velocidad horizontal del fluido está por debajo de la velocidad de arrastre de los lodos, una vez que la partícula llegue al fondo, permanece allí. La velocidad de las partículas en el desarenador es una línea recta.

$Le = \{k * v * (d / w)\}$
$d = \{Q / [(b/d) * V_{diseño}]\}$
$B = [d * (d/b)]$

DONDE:
Q = Caudal de diseño m3/s
v = velocidad de diseño, adoptada en el desarenador, en m/s
d = calado de agua en la cámara de sedimentación, en m
k = Variable según la importancia de la obra 1.20 a 1.50
w = velocidad de sedimentación de las partículas, en m/s
Le = longitud efectiva calculada de la cámara de sedimentación, en m

Resultados Canal de Ingreso, Transición y Desarenador

Luego del orificio de control (0.30 m x 0.20 m) y mediante una ampliación brusca, se ha proyectado un canal rectangular de 0.30 m de ancho x 0.17 m de alto, con una pendiente longitudinal del 0.001. El canal tiene una altura de seguridad de 0.08 m para el caudal máximo de ingreso a la captación (5.50 l/s) a través del orificio, cuando el caudal de crecida en el río sea de 25.30 m3/s.

Como enlace entre el canal de ingreso (0.30 m de ancho) y el desarenador (0.40 m de ancho), el diseño contempla una transición recta de 0.60 m de longitud y un ángulo de 5 grados. Los principales parámetros de diseño considerados en el desarenador son los siguientes:

Número de cámaras	:	1.0
Caudal de diseño en la cámara	:	0.0055 m3/s.
Diámetro de las partículas a sedimentar	:	0.075 mm.
Velocidad de sedimentación de las partículas	:	0.00692 m.
Tipo de sección	:	rectangular
Relación ancho / calado – adoptada	:	2.00 m.
Velocidad de diseño en el desarenador - adoptada	:	0.10 m/s.

Con los parámetros de diseño descritos anteriormente, el ancho del desarenador es de 0.40 m y la longitud de la cámara de 3.20 m. El fondo del desarenador, tiene un canal direccionador de lodos de 0.10 m de ancho x 0.15 m de altura, con una pendiente del 2.50% que termina en una compuerta de limpieza 0.20 m x 0.20 m.

Al final del desarenador se ha ubicado un vertedero de control en el nivel 3488.65 msnm, con una longitud de 0.40 m, de cresta redondeada, que permitirá el aforo de caudales y que servirá para el control de niveles aguas arriba. El control de caudales de crecida se realiza con este vertedero, el orificio (0.20 m x 0.30 m ubicado entre la salida de la galería de captación y el canal de ingreso) y el orificio (0.20 m x 0.20 m) ubicado en el diafragma.

Análisis en Crecida Máxima, Niveles Máximos y Caudal de Ingreso en La Toma

Estructuras de Disipación

Como producto de la carga de posición ganada por colocación de la cresta del vertedero de derivación a una altura sobre el lecho del río, se genera una diferencia entre el canal y la zona de rejilla, que es necesario controlar mediante la construcción de una estructura de disipación.

Esta estructura por lo general tiene un colchón o pozo disipador, que permite disipar dentro de la longitud del pozo de energía cinética adquirida del flujo y así salir hacia el canal de derivación un flujo más tranquilo.

$Ho = \{Qc/(C*b)\}^{(2/3)}$
$Q = (Qc/b)$
$dc = q / \{k \times (2 \times g \times (T - dc))^{0.5}\}$
$hc = \{q^2/g\}^{(1/3)}$
$h'' = \{1+8*[(hc/dc)^3]\} -1* (dc/2)$
$Lz = 6.90*((h''-hc)$

DONDE:

Qc=Caudal de crecida, en m3/s
C= Coeficiente vertedero
b= Ancho del vertedero, en m
Ho=Carga vertedero, m
q= Caudal por unidad de ancho
T= Altura total desde la base del vertedero, en m
hc=Altura critica, en m
h" = Segunda conjugada, en m
Lz=Long. del zampeado, en m

Tanque de Salida y Cámara de Válvulas

El tanque de salida básicamente permitirá conducir el caudal captado hacia la conducción y evacuará todo el caudal de entrada cuando se cierre completamente la válvula de ingreso a la conducción a través del vertedero de excesos ubicado en el nivel 3488.67 msnm; las principales características del tanque de salida se detallan a continuación:

Nivel fondo del tanque en eje tubería de conducción	:	3488.01 msnm.
Nivel solera tubería de conducción – salida tanque	:	3488.11 msnm.
Nivel vertedero de exceso	:	3488.67 msnm.
Nivel vertedero del desarenador	:	3488.65 msnm.
Longitud del vertedero de excesos	:	0.65 m.
Carga sobre el vertedero de excesos, Q=5.5 l/s	:	0.05 m.
Ancho libre del tanque	:	0.40 m.
Largo libre del tanque	:	1.55 m.
Volumen mínimo del tanque	:	0.25 m3.
Compuerta de limpieza	:	0.20 x 0.20 m.
Diámetro de la tubería de conducción	:	90.0 mm.

Canal de Desagüe del Desarenador y Tanque de Carga

$V = 1/n \times R^{2/3} \times J^{1/2}$

DONDE:
Q=Caudal máximo de ingreso a la captación + caudal de lavado, en l/s
n= Coeficiente de maning
J= Pendiente del canal
R=Radio hidráulico, en m
Fr= Número de Froude

El diseño del canal de desagüe considera el caudal de ingreso (5.70 l/s) más el caudal de lavado del desarenador (20.74 l/s) y la ubicación de las compuertas de limpieza del desarenador y tanque de salida, por lo que, su pendiente es variable, las principales características del canal se detallan a continuación:

Caudal de diseño	:	26.44 l/s
Coeficiente de Manning	:	0.015
Pendiente del canal (I)	:	0.001
Sección del canal	:	rectangular, en H.A.
Base del canal	:	0.40 m.
Altura del canal	:	1.00 m.
Velocidad en el canal, I = 0.001	:	0.32 m/s.
Calado normal en el canal, I = 0.001	:	0.60 m.
Altura de seguridad	:	0.40 m.

Cálculo de la Compuerta de Fondo del Desarenador

Compuerta: son aquellas compuertas que regulan el ingreso del caudal de derivación hacia el canal principal. Por lo general se recomienda que el área total de las compuertas sea igual al área del canal conducto aguas abajo. Asimismo se recomienda que Ia velocidad de diseño sea de 2.0 a 2.5 m/s.

$Q = M \times b^2 \times [(2g*(T-(C*B)))]^{(0.5)}$

DONDE:
Q=Caudal de diseño, en m3/s
M=Coeficiente de descarga
T=Altura de agua al fondo de la compuerta, en m
C=Porcentaje de apertura de la compuerta

Cálculo de la Transición entre el Canal de Ingreso y el Desarenador

Transición: de acuerdo al criterio del diseñador, algunas veces se suele unir las zonas de las compuertas con el canal mediante una transición. que a la vez permite reducir las pérdidas de carga.

LT = {(b2-b1)/ (2xTan ß)}

DONDE:
b1=Ancho del canal de entrada
b2=Ancho del desarenador (b2)
LT=Longitud de la transición, en m
ß= Angulo de transición, en grados

3.1.10 DISEÑO DE LOS MUROS DE LAS CAPTACIONES

Los muros son elementos constructivos cuya principal misión es servir de contención, bien de un terreno natural, bien de un relleno artificial o de un elemento a almacenar. En los dos primeros casos el ejemplo típico es el de un muro de sostenimiento de tierras y protección de captaciones, mientras que un almacén granero es una muestra del tercero.

3.1.10.1 Muros en cantiléver.

Se escogió esta alternativa ya que son los muros de contención de uso más frecuente, y aunque su campo de aplicación depende de los costes de excavación, hormigón, acero, encofrado y relleno, se puede pensar que constituyen la solución más económica para muros de hasta 10 ó 12 m de altura.

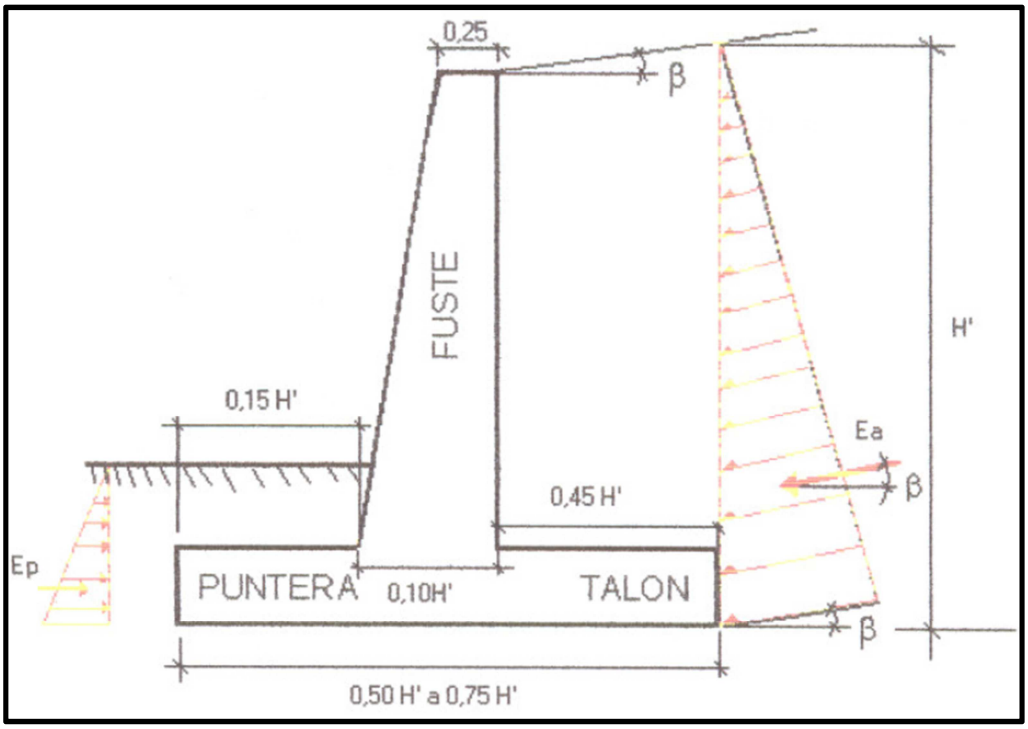


Gráfico 107: Esquema de un Muro y sus Fuerzas
Fuente: Curso de Estructuras de Hormigón Armado.

Predimensionado

- Zapata o base: entre 0.50 H' a 0.75 H'
- Puntera: Ancho 0.15 H',Altura:0.10 H'
- Talón: 0.45 h', Altura:0.10H'
- Fuste: Parte superior: alrededor de 25 cm o más depende del proceso iterativo de cálculo.
- Parte inferior: 0,10 H'

Coeficiente de empuje activo

Si el muro se desplaza, permitiendo la expansión lateral del suelo se produce una falla por corte del suelo retenido y se crea una cuña. El empuje disminuye desde el valor del empuje al reposo hasta el denominado valor del empuje activo, que es el mínimo valor posible del empuje.

β =Angulo de inclinación del talud
φ =Coeficiente de fricción del suelo (Estudio de suelo)

Cuando β = 0

$$\boldsymbol{Ka = tang\left(45^{o} - \frac{\phi}{2}\right)}$$

Cuando β ≠ 0

$$\boldsymbol{Ka = Cos\beta * \frac{Cos\,\beta - \sqrt{Cos^2\beta - Cos^2\phi}}{Cos\,\beta + \sqrt{Cos^2\beta - Cos^2\phi}}}$$

Coeficiente de empuje pasivo

Por el contrario, si se aplican fuerzas al muro de forma que éste empuje al relleno, la falla se produce mediante una cuña mucho más amplia. Este valor recibe el nombre de empuje pasivo y es el mayor valor que puede alcanzar el empuje.

$$\boldsymbol{Kp = \frac{1}{Ka}}$$

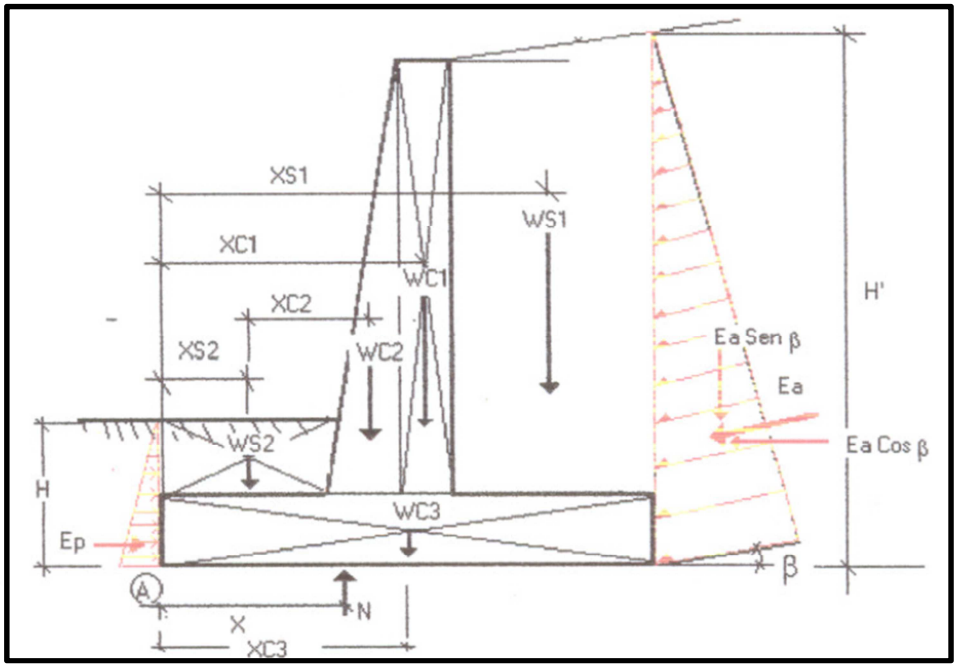


Gráfico 108: Esquema Fuerzas de un Muro
Fuente: Curso de Estructuras de Hormigón Armado.

Después de definir el coeficiente de empuje pasivo y coeficiente de empuje activo se detalla las ecuaciones respectivas.

$$1.\ \boldsymbol{Ea = \frac{1}{2} * \gamma_{suelo} * H'^{2} * Ka}$$

$$2.\ \boldsymbol{Ep = \frac{1}{2} * \gamma_{suelo*} H'^{2} * Kp}$$

$$\boldsymbol{Condición\ Ep\ > Ea}$$

Como siguiente paso se define los siguientes pesos típicos en el muro tipo, su momento de volcamiento, momento estabilizante y factor al volcamiento.

- W_{s1} = masa de suelo que descarga sobre el talón
- W_{s2} = masa de tierra que descarga sobre la puntera, no se toma en cuenta en el cálculo en muchos casos por ser muy pequeño, únicamente el empuje pasivo sobre la puntera.
- $W_{c1}\ y\ W_{c2}$ = peso del concreto del fuste
- W_{c3} = peso del concreto de la base o zapata

Momento de volcamiento

$$\boldsymbol{MV_A = E_a * Cos\beta * \frac{H'}{3}}$$

Momento Estabilizante

$$\boldsymbol{ME_A = W_{s1} * X_{xs1} + W_{s2} * X_{xs2} + W_{c1} * X_{c1} + W_{c2} * X_{c2} + W_{c3} * X_{c3} + Ep * \frac{H}{3}}$$

Factor de Seguridad al Volcamiento

$$\boldsymbol{FS_{VOLCAMIENTO} = \frac{ME_A}{MV_A} \geq (2\ o\ 2.5)}$$

Deslizamiento

Es debido a la fuerza ***(Ea*Cosβ),*** esta se contrarresta con una fuerza suelo – base llamada V.

$$\boldsymbol{V = (\mu * N) + (C' * B)}$$

$$\boldsymbol{\mu = tg\phi = \frac{2}{3} * tg\phi}$$

$$\boldsymbol{C' = (0.50 * C)\ a\ (0.75 * C)}$$

Dónde:

C’ = coeficiente de cohesión del suelo
B = dimensión de la base o zapata del muro
C = cohesión del suelo (Estudio de suelo)

Donde hay incertidumbre de las propiedades del suelo, despreciamos ***(C’*B)***, μ = 0.577 si se desprecia la cohesión, sino se desprecia debe estar entre los valores (0.577 – 0.384). Al considerar el empuje pasivo del suelo (Ep) la expresión se detalla a continuación.

Factor de Seguridad al Deslizamiento

$$FS_{DESLIZAMIENTO} = \frac{V+E_p}{E_a * Cos\beta} \geq 1.5$$

Si el muro no se chequea por deslizamiento, se coloca un dentellón en la base, de la misma.

Dimensiones del dentellón

Esta entre el 60% al 70% del espesor de la base (30 a 70 cm mínimo). Si es menor de 20 cm se deforma. Si no chequea por deslizamiento se coloca otro dentellón de las mismas dimensiones, uno en la puntera y otro en el talón del muro. La resultante ***N*** de las fuerzas debe estar en el tercio medio central para que haya tracción en la base.

Esfuerzos admisibles

Revisamos si las cargas no superan el esfuerzo admisible del suelo. Con la fuerza normal, se calcula a que distancia se encuentra aplicada del punto A. Se debe cumplirla ecuación de equilibrio:

$$\Sigma M_A = 0$$

$$N * X = ME_A - MV_A$$

Luego se despeja la incógnita ***X*** y se chequea si está dentro del tercio medio central de la zapata del muro. Se calcula la excentricidad con la siguiente expresión:

$$e = \frac{B}{2} - X < \frac{B}{6}$$

$$\sigma_{máximo} = \frac{N}{AREA} * \left(1 \frac{+}{-} \frac{6 * e_x}{B}\right)$$

$$Si: \frac{B}{6} \leq e_x \leq \frac{B}{2}$$

$$\sigma_{máxima} = \frac{2 * N}{3 * \left(\frac{B}{2} - e_x\right)}$$

$$\sigma_{mínimo} = 0$$

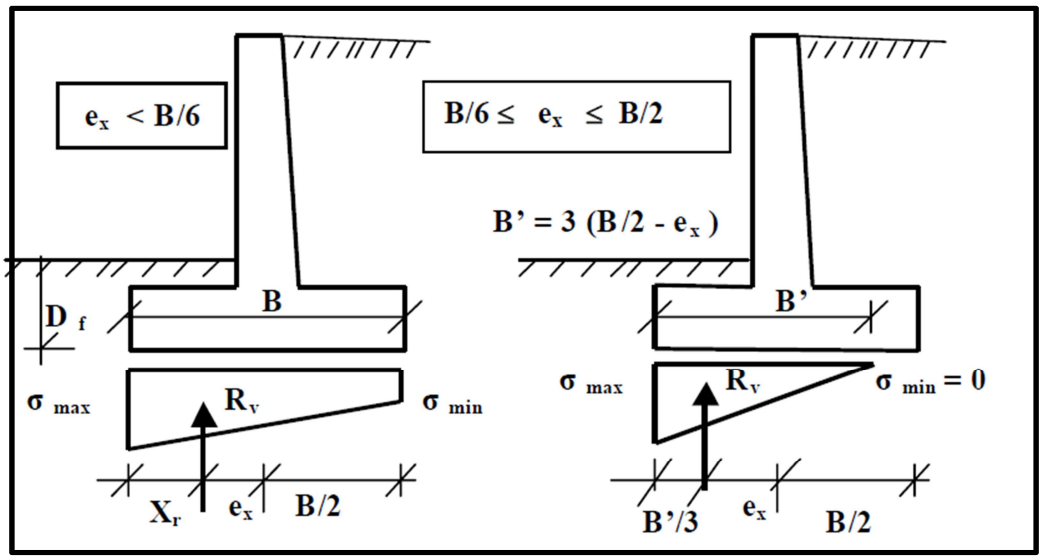


Gráfico A: Representación de la excentricidad
Fuente: Curso de Estructuras de Hormigón Armado.

En este punto se procede a realizar iteraciones sucesivas: aumentamos el ancho de la zapata del muro un (1) metro más de manera de repartir con más área las cargas y volver a realizar él calculo anterior de nuevo.

3.1.10.2 Verificación de La Resistencia a Corte y Flexión de los Elementos que Componen el Muro (Pantalla Y Zapata)

Una vez revisada la estabilidad al volcamiento, deslizamiento, presiones de contacto y estando conformes con ellas, se debe verificar que los esfuerzos de corte y de flexión en las secciones críticas de la pantalla y la zapata del muro no sean superiores a los máximos establecidos por las normas.

La verificación se basa en cargas mayoradas, utilizando los coeficientes que factoran las cargas propuestos por el código ACI, indicados anteriormente en el Método del Estado Límite de Agotamiento Resistente.

Verificación de los esfuerzos de corte: La resistencia al corte de las secciones transversales debe estar basada en:

$$Vu \leq \varphi * Vn$$

Donde, ***Vu*** es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada y ***Vn*** es la resistencia al corte nominal calculado mediante:

$$Vn = V_c + V_s$$

Donde, ***Vc*** es la resistencia al corte proporcionado por el concreto, y ***Vs*** es la resistencia al corte proporcionada por el acero de refuerzo, se considera que la resistencia al corte la aporta solo el concreto, ya que en los muros de contención no es común colocar acero de refuerzo por corte, es decir, Vs =0.

El código ACI 318S-05, indica que la resistencia al cortante para elementos sujetos únicamente a cortante y flexión puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$\boldsymbol{V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d}$$

f'c es la resistencia especificada a la compresión del concreto en Kg/cm^2, ***bw*** es el ancho del alma de la sección, en cm, en nuestro caso como se analizan los muros en fajas de 1m de ancho, ***bw*** = 100 cm, ***d*** es la altura útil medida desde la fibra extrema más comprimida al centroide del acero de refuerzo longitudinal en tensión, en cm.

La Norma Ecuatoriana CEC-2000 para el proyecto y construcción de obras en concreto estructural, indica que la resistencia al corte para miembros sometidos únicamente a corte y flexión es similar a la propuesta por el código ACI 318S-05:

$$\boldsymbol{Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d}$$

La altura útil d depende directamente del recubrimiento mínimo, que es la protección de concreto para el acero de refuerzo contra la corrosión. El código ACI 318S-05, indica que al acero de refuerzo se le debe proporcionar el recubrimiento mínimo de concreto indicado en la Tabla 92.

En ambientes corrosivos u otras condiciones severas de exposición, se debe aumentar adecuadamente el espesor de la protección de concreto, y tomar en cuenta la densidad y no la porosidad del concreto de protección, o proporcionar otro tipo de protección.

Verificación de los esfuerzos de flexión: La resistencia a flexión de las secciones transversales debe estar basada en:

$$\boldsymbol{Mu \leq \varphi Mn}$$

Mu es el momento flector mayorada en la sección considerada y Mn es el momento nominal resistente.

En elementos sujetos a flexión el porcentaje de refuerzo en tensión o cuantía de la armadura en tracción ***ρmax***, no debe exceder del 0,75 de la cuantía de armadura balanceada ***ρb*** que produce la condición de deformación balanceada en secciones sujetas a flexión sin carga axial. Para lograr secciones menos frágiles en zonas sísmicas ***ρmax*** no debe exceder de 0,50 de **ρb**. La máxima cantidad de refuerzo en

tensión de elementos sujetos a flexión está limitada con el fin de asegurar un nivel de comportamiento dúctil.

$$\boldsymbol{\rho = \frac{As}{b * d}}$$

$$\boldsymbol{\rho_{máx} = 0.75 * \rho_{bal} \quad Zona\ no\ sísmica}$$

$$\boldsymbol{\rho_{máx} = 0.50 * \rho_{bal} \quad Zona\ sísmica}$$

As es el área de acero de refuerzo en tensión en cm^2, **b** el ancho de la cara en compresión del elemento en cm, y **d** la altura útil en cm.

La condición de deformación balanceada existe en una sección transversal, cuando el acero de refuerzo por tensión alcanza la deformación ε_s correspondiente a su resistencia especificada a la fluencia fy, al mismo tiempo que el concreto en compresión alcanza su deformación de rotura supuesta ε_c= 0,003.

Profundidad del eje neutro para la condición balanceada ***cb***:

$$c_b = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \cdot d$$

Para aceros de fy = 4.200 Kg/cm^2 y con el módulo de elasticidad Es = 2.100.000 Kg/cm^2, se tiene que la deformación de fluencia es de εs = 0,002. Sustituyendo en la ecuación anterior resulta:

$$c_b = 0{,}60 \cdot d$$

El esfuerzo del concreto de 0,85.f'c se supondrá distribuido en la zona de compresión equivalente (Diagrama de Whitney) tal como se muestra en la Gráfico 109 , limitado por los extremos de la sección transversal y una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia *ab* conocida como profundidad del bloque de compresión balanceado, medida a partir de la fibra de deformación máxima de compresión.

De lo que se deduce las siguientes ecuaciones básicas para el diseño del muro que se detallan a continuación:

$$a_b = \beta_1 \cdot c_b$$

$$\begin{cases} \beta_1 = 0{,}85 & \text{para } f'_c \leq 280\ Kg/cm^2 \\ \beta_1 = 1{,}05 - \dfrac{f'_c}{1400} & \text{para } f'_c > 280\ Kg/cm^2 \end{cases}$$

Para concretos con resistencia f'c < 280 Kg/cm2, y reemplazando en las ecuaciones anteriores:

$$a_b = 0{,}85 \cdot c_b = 0{,}51 \cdot d$$

En un elemento de sección transversal rectangular, el equilibrio de fuerzas horizontales en la sección balanceada, Compresión = Tracción, se obtiene para las condiciones máximas:

- En zonas no sísmicas, la profundidad máxima del bloque de compresión $\mathbf{a_{max}}$:

$$a_{max} = 0{,}75 \cdot 0{,}51 \cdot d = 0{,}3825 \cdot d$$

- En zonas sísmicas, la profundidad máxima del bloque de compresión $\mathbf{a_{max}}$**:**

$$a_{max} = 0{,}50 \cdot 0{,}51 \cdot d = 0{,}255 \cdot d$$

El momento nominal resistente **Mn:**

$$M_n = C \cdot z$$

C es la fuerza de compresión máxima, ***z*** el brazo de palanca entre la fuerza de compresión y la fuerza de tracción, tal como se puede observar en la Gráfico 109.

$$C = 0{,}85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_{max}$$

$$z = d - \frac{a_{max}}{2}$$

En zonas no sísmicas:

$$M_n = 0{,}263 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2$$

En zonas sísmicas:

$$M_n = 0{,}189 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2$$

La altura útil efectiva requerida en una sección considerada, en zonas no sísmicas:

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0{,}263 \cdot \Phi \cdot f'_c \cdot b}}$$

La altura útil efectiva requerida en una sección considerada, en zonas sísmicas:

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0{,}189 \cdot \Phi \cdot f'_c \cdot b}}$$

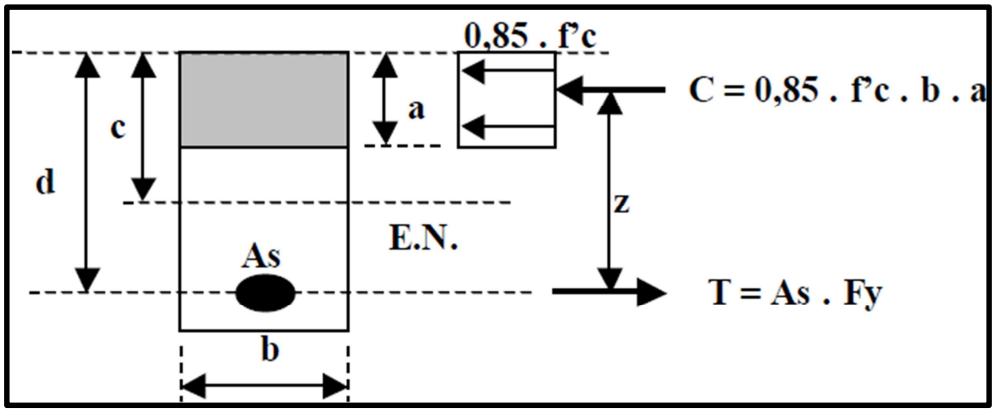


Gráfico 109: Flexión en Vigas, equilibrio de fuerzas con el diagrama de Whitney
Fuente: Curso de Estructuras de Hormigón Armado.

Características del ambiente	Recubrimiento mínimo (cm)
Concreto colado en contacto con el suelo y permanentemente expuesto a él	7,5
Concreto expuesto al suelo o a la acción del clima:	
Varillas del # 6 al 18	5
Varillas del # 5 o 1 y menores	4
Concreto no expuesto a la acción del clima ni en contacto con el suelo:	
Losas, Muros, Nervaduras:	
Varillas del # 14 al 18	4
Varillas del # 11 o menores	2
Vigas, columnas	
Refuerzo principal, estribos y espirales	4
Cascarones y placas plegadas	
Varillas del # 6 o mayores	2
Varillas del # 5 o menores	1,5

Tabla. No92: Recubrimientos Mínimos ACI
Fuente: Curso de Estructuras de Hormigón Armado.

Juntas

Existen dos tipos de juntas, de construcción y de dilatación.

Durante la construcción de los muros de contención, el gran volumen de concreto requerido no se puede colocar en una sola mezcla, este proceso hay que hacerlo por etapas, generando juntas de construcción verticales y horizontales, que deben ser previstas. En este caso la superficie que deja la junta de construcción debe ser rugosa, con salientes y entrantes, de tal manera que se incremente la fricción en los planos en contacto, procurando garantizar la continuidad del material. En la Gráfico 110 se muestran algunas juntas de construcción en muros de contención.

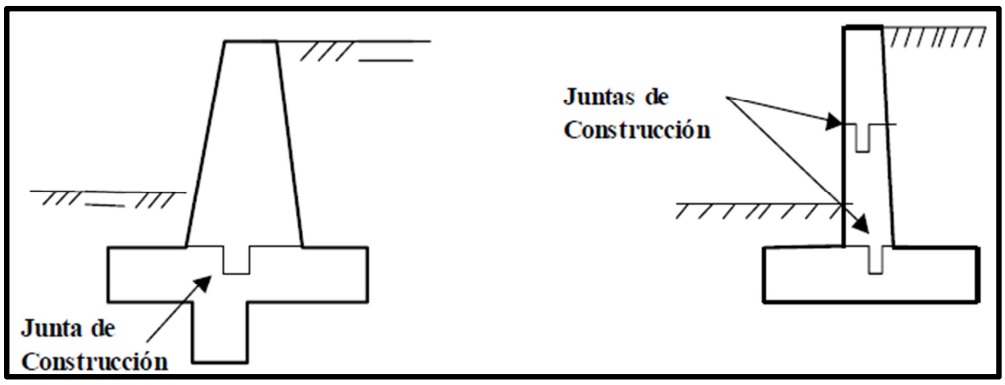


Gráfico 110: Juntas de Construcción por interrupción de vaciado
Fuente: Curso de Estructuras de Hormigón Armado.

Se acostumbra rellenar las juntas con materiales elásticos de flexibilidad permanente, de tal manera que la junta se pueda abrir y cerrar sin presentar resistencia alguna, impidiendo además el paso de la humedad a través de ella.

La norma AASHTO 2002, establece que se deben colocar juntas de contracción a intervalos que no deben exceder los 9,15 m (30 pies) y para juntas de expansión no se debe exceder los 27,45 m (90 pies) para muros de gravedad o de concreto armado. En la Gráfico 111 se muestran juntas de dilatación en muros de contención.

En nuestro país es práctica común colocar juntas de dilatación a intervalos de 10 m, no excediéndose de 25 m entre juntas. El tamaño de la abertura de la junta J comúnmente utilizado es de 2,5 cm (1”), el mínimo necesario se puede calcular de la siguiente manera:

$$J = \alpha \cdot \Delta t \cdot L \quad \geq \quad 2{,}5 \text{ cm}$$

Dónde: **α** es el coeficiente de dilatación térmica, **α** = 1,7 * 10^{-5} / °C, **Δt** es la variación de temperatura y **L** la separación entre juntas de dilatación.

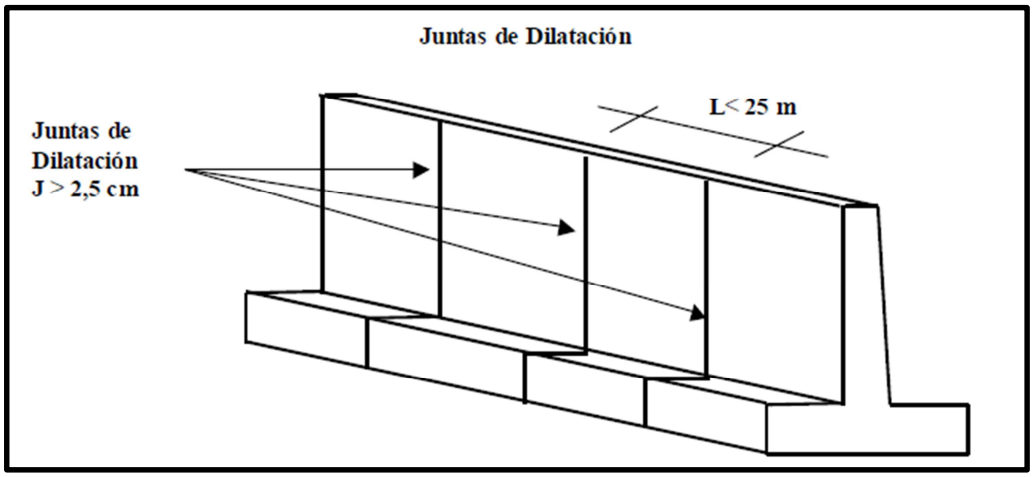


Gráfico 111: Espaciamiento de Juntas de Dilatación
Fuente: Curso de Estructuras de Hormigón Armado.

En las Normas de Diseño de la EPMAPS recomienda que deban disponer de juntas de dilatación de 1 centímetro, rellenas con material asfáltico, cada 18 metros. Se deberán hacer juntas de construcción cada 9 metros.

Drenajes

Los muros de sostenimiento deben ser drenados convenientemente para evitar la presión hidráulica, se recomienda algunos de los procedimientos siguientes:

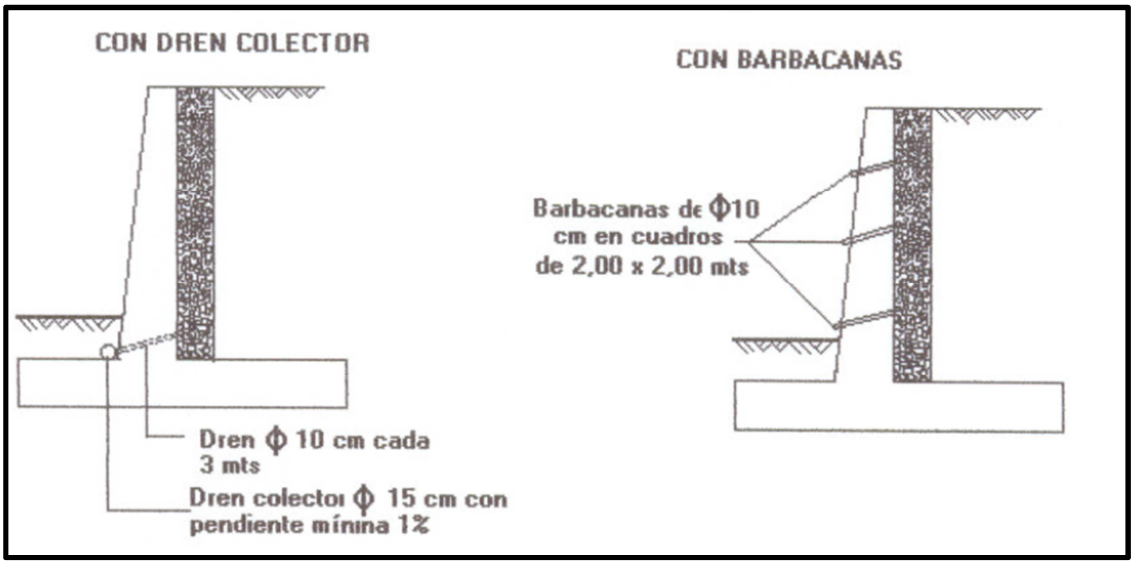


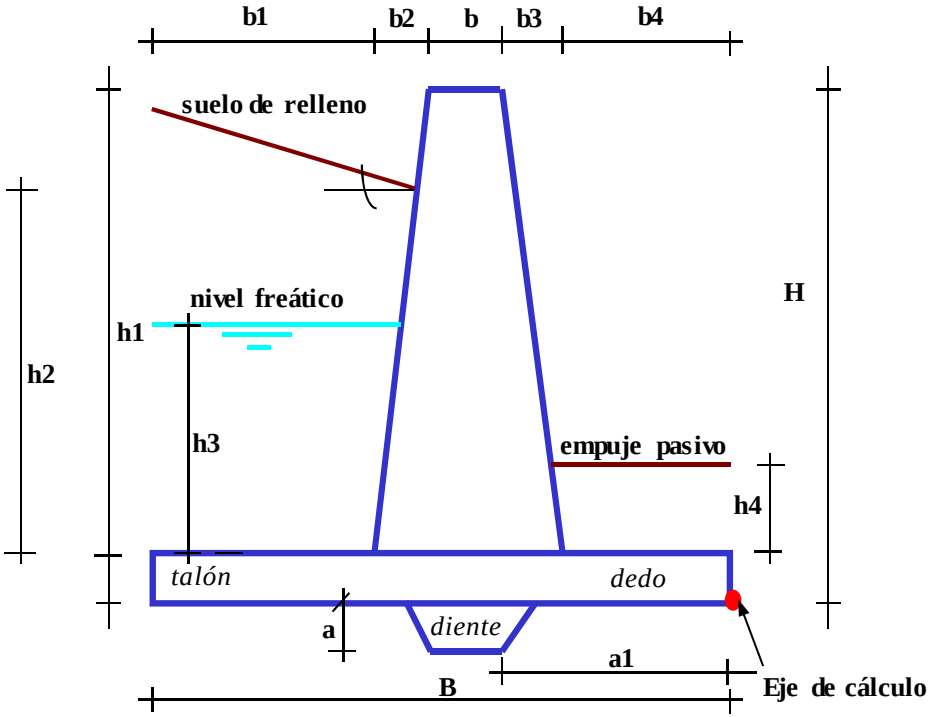
Gráfico 112: Representación de Drenajes en Muros
Fuente: Curso de Estructuras de Hormigón Armado.

A continuación se presentan los cálculos resumidos del diseño del muro de las captaciones, el mismo que en el correspondiente Anexo No 3.1 referente a este capítulo, se adjunta la respectivas Matrices de Cálculo y la documentación de respaldo de los cálculos realizados, así también los flujogramas de cálculo del muro tipo de las captaciones.

MURUS DE CONTENCION A GRAVEDAD Y EN CANTILIVER

PROYECTO: **Muro No1**

DATOS GENERALES		
A gravedad (G), en cantiliver (C)	c	
Resistencia del hormigón f'c	210.00	(kg/cm2)
Resistencia del acero fy	4200.00	(kg/cm2)
Peso específico del hormigón γh	2.40	(Ton/m3)
Peso específico del agua γa	1.00	(Ton/m3)
Peso específico del suelo γs	1.78	(Ton/m3)
Capacidad admisible del suelo σs	36.78	(Ton/m2)
Angulo de fricción interna ϕ	37.00	(º)
Altura equival. de sobrecarga hs	1.00	(m)
Inclinación del relleno ß	0.00	(º)
Factor de carga última	1.70	
Seguridad a deslizamiento >=1.5	1.50	
Seguridad a volcamiento >=2.0	2.00	
Espesor de recubrimiento de aceros	5.00	(cm)
CONSTANTES DE CALCULO		
Coeficiente de empuje activo	0.249	
Coeficiente de empuje pasivo	4.023	
Coef. de fricción µ	0.459	



MURO EN CANTILIVER: **UNICO**

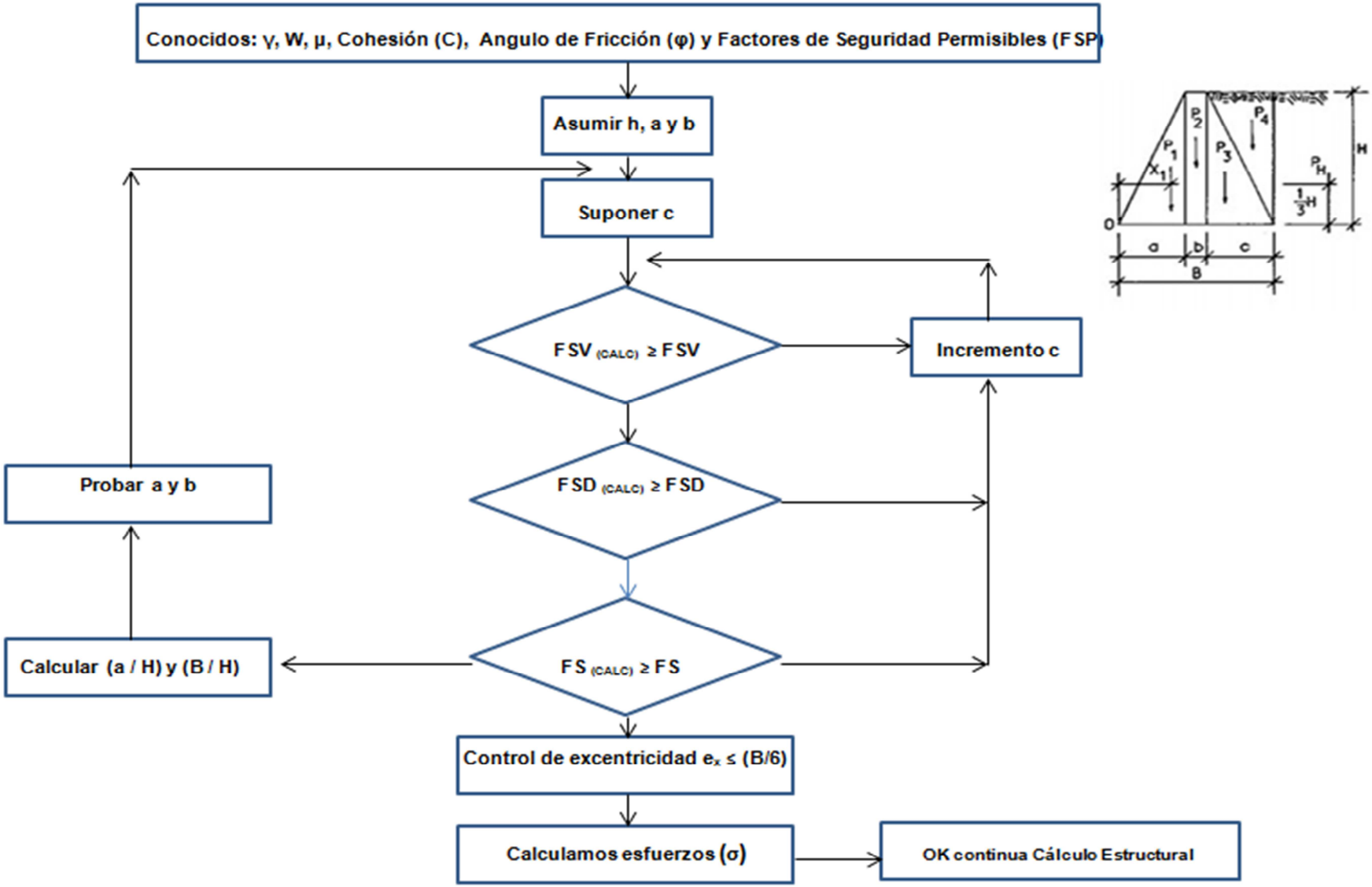
DIMENSIONES:		
b	0.20	(m)
b1	0.90	(m)
b2	0.00	(m)
b3	0.20	(m)
b4	0.70	(m)
Base de la cimentación B	2.00	(m)
h	0.40	(m)
h1	3.15	(m)
h2	2.00	(m)
h4	0.27	(m)
h3	0.00	(m)
Altura total del muro H	3.55	(m)
Altura de carga del suelo	3.75	(m)

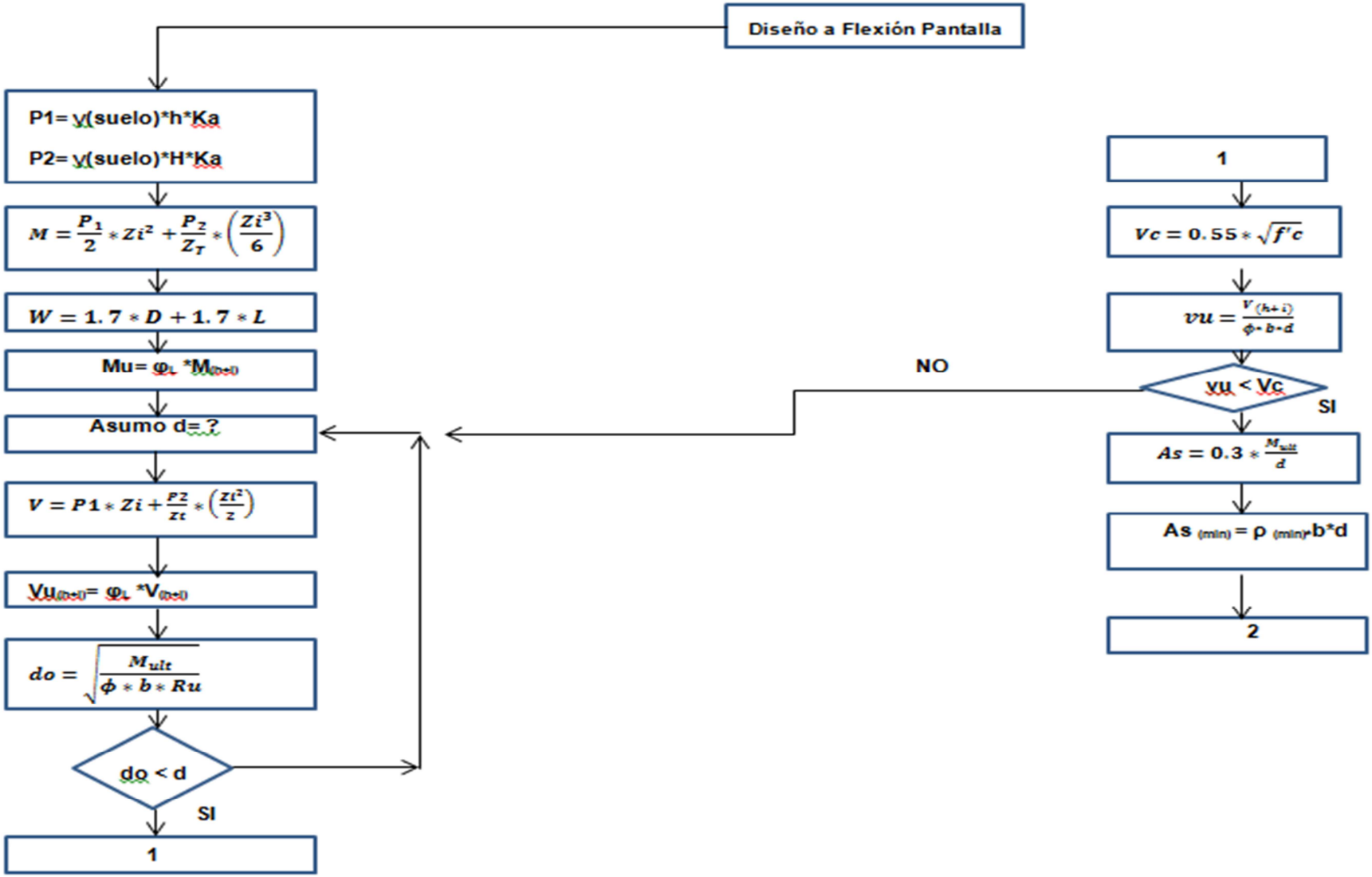
FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES:		
Empuje Activo	3.11	(Ton/m2)
Empuje Pasivo	1.61	(Ton/m2)
Peso Total muro y suelo	7.73	(ton/m)
Momento de Volcamiento	3.89	(ton)
Momento Estabilizante	9.15	(ton)
c.g. de carga vertical	0.68	(m)
Presión en el suelo $\sigma 1$	7.58	(ton/m2)
Presión en el suelo $\sigma 2$	0.00	(ton/m2)

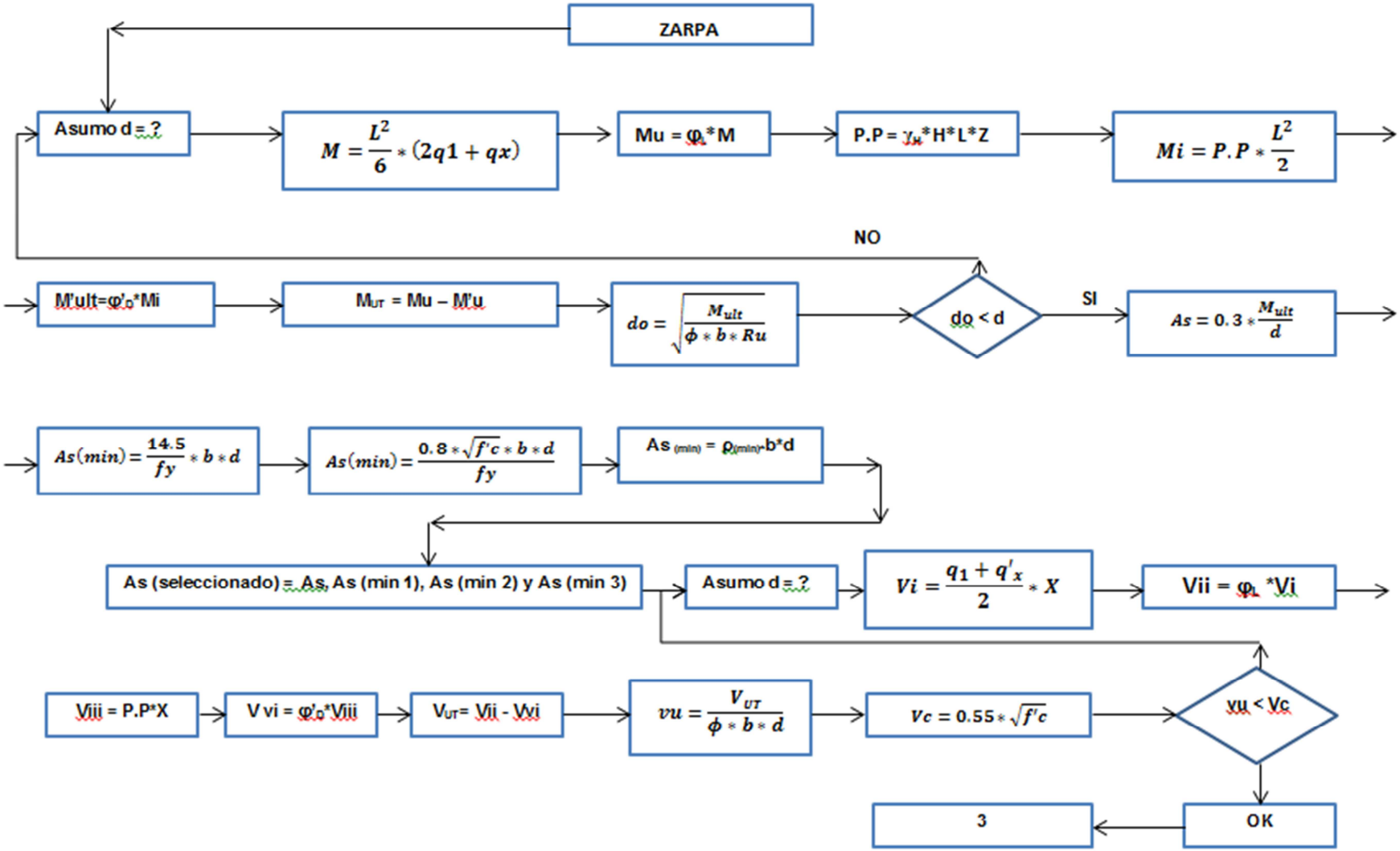
FACTORES DE SEGURIDAD:		
A deslizamiento	1.66	cumple
A volcamiento	2.35	cumple
	0	
	0	

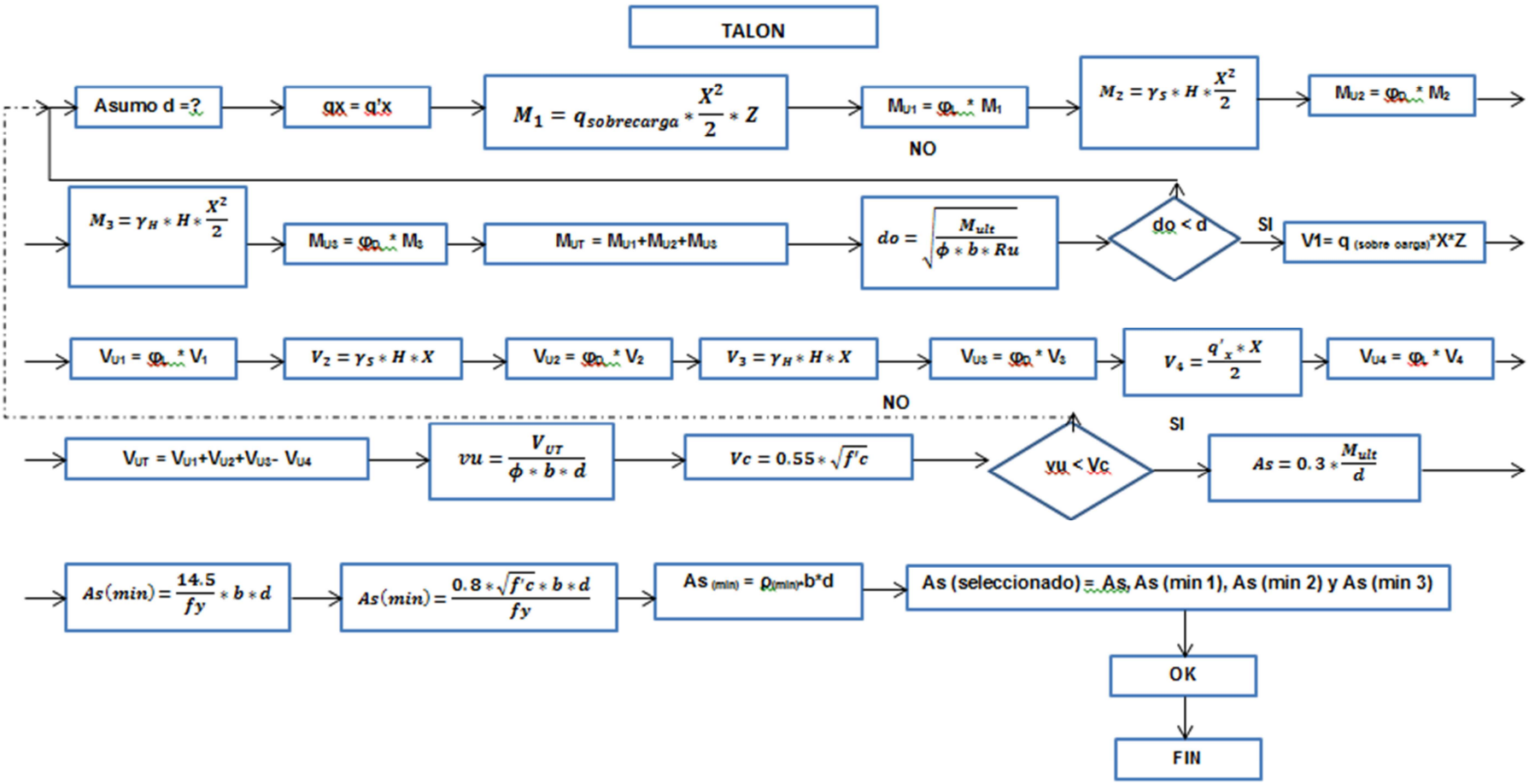
CAPACIDAD DE LA BASE:			
Dedo:			
vu/ϕ < vc=0.55*f'c^.5	(Ton/m^2)	19.94	
Acero de Refuerzo	(cm2)	2.12	superior
		6.3	inferior mín
Talón			
Acero de Refuerzo	(cm2)	1.84	superior
		6.3	inferior mín

CAPACIDAD DE LA PANTALLA:				
Distancia desde el borde superior hacia la base	vu/ϕ (Ton/m^2)	Refuerzo vertical (cm2)		Refuerzo Horizontal
		cara en relleno	cara visible	
1.05	3.19	1.08	2.17	2.71
2.10	8.26	1.43	2.83	3.54
3.15	14.19	3.61	3.50	4.38


Conocidos: γ, W, μ, Cohesión (C), Angulo de Fricción (φ) y Factores de Seguridad Permisibles (FSP)
Asumir h, a y b
Suponer c
FSV (CALC) ≥ FSV
Incremento c
FSD (CALC) ≥ FSD
Probar a y b
Calcular (a / H) y (B / H)
FS (CALC) ≥ FS
Control de excentricidad ex ≤ (B/6)
Calculamos esfuerzos (σ)
OK continua Cálculo Estructural
P1
P2
P3
P4
X1
PH
1/3 H
H
O
a
b
c
B


Diseño a Flexión Pantalla
P1= γ(suelo)*h*Ka
P2= γ(suelo)*H*Ka
$M = \frac{P_1}{2} * Zi^2 + \frac{P_2}{Z_T} * \left(\frac{Zi^3}{6}\right)$
$W = 1.7 * D + 1.7 * L$
Mu= φL *M(b+i)
Asumo d= ?
$V = P1 * Zi + \frac{P2}{Zt} * \left(\frac{Zt^2}{z}\right)$
Vu(b+i)= φL *V(b+i)
$do = \sqrt{\frac{M_{ult}}{\phi * b * Ru}}$
do < d
SI
1
NO
1
$Vc = 0.55 * \sqrt{f'c}$
$vu = \frac{V_{(h+i)}}{\phi * b * d}$
vu < Vc
SI
$As = 0.3 * \frac{M_{ult}}{d}$
As (min) = ρ (min) b*d
2


ZARPA
Asumo d = ?
$M = \frac{L^2}{6} * (2q1 + qx)$
Mu = φL*M
P.P = γμ*H*L*Z
$Mi = P.P * \frac{L^2}{2}$
NO
M'ult=φ'o*Mi
MUT = Mu – M'u
$do = \sqrt{\frac{M_{ult}}{\phi * b * Ru}}$
do < d
SI
$As = 0.3 * \frac{M_{ult}}{d}$
$As(min) = \frac{14.5}{fy} * b * d$
$As(min) = \frac{0.8 * \sqrt{f'c} * b * d}{fy}$
As (min) = ρ(min)-b*d
As (seleccionado) = As, As (min 1), As (min 2) y As (min 3)
Asumo d = ?
$Vi = \frac{q_1 + q'_x}{2} * X$
Vii = φL *Vi
Viii = P.P*X
V vi = φ'o*Viii
VUT= Vii - Vvi
$vu = \frac{V_{UT}}{\phi * b * d}$
$Vc = 0.55 * \sqrt{f'c}$
vu < Vc
OK
3


TALON
Asumo d =?
qx = q'x
$M_1 = q_{sobrecarga} * \frac{X^2}{2} * Z$
$M_{U1} = \varphi_p * M_1$
NO
$M_2 = \gamma_S * H * \frac{X^2}{2}$
$M_{U2} = \varphi_p * M_2$
$M_3 = \gamma_H * H * \frac{X^2}{2}$
$M_{U3} = \varphi_p * M_3$
$M_{UT} = M_{U1}+M_{U2}+M_{U3}$
$do = \sqrt{\frac{M_{ult}}{\phi * b * Ru}}$
do < d
SI
V1= q (sobre carga)*X*Z
$V_{U1} = \varphi_p * V_1$
$V_2 = \gamma_S * H * X$
$V_{U2} = \varphi_p * V_2$
$V_3 = \gamma_H * H * X$
$V_{U3} = \varphi_p * V_3$
$V_4 = \frac{q'_x * X}{2}$
$V_{U4} = \varphi_p * V_4$
NO
SI
$V_{UT} = V_{U1}+V_{U2}+V_{U3}- V_{U4}$
$vu = \frac{V_{UT}}{\phi * b * d}$
$Vc = 0.55 * \sqrt{f'c}$
vu < Vc
$As = 0.3 * \frac{M_{ult}}{d}$
$As(min) = \frac{14.5}{fy} * b * d$
$As(min) = \frac{0.8 * \sqrt{f'c} * b * d}{fy}$
$As_{(min)} = \rho_{(min)} * b * d$
As (seleccionado) = As, As (min 1), As (min 2) y As (min 3)
OK
FIN

3.1.11 DISEÑO DE LOS PASOS ELEVADOS EN LA RED DE DISTRIBUCION

El puente colgante y el puente estabilizado por cables son las formas más usuales de observar sistemas formados por cables, pero existen estadios en los cuales el elemento de soporte es un arco de concreto armado y el techo esta formados por cables.

Techos de cables los cuales son una serie de cables paralelos colgando desde el tope de columnas capaces de resistir la flexión y transmitir la carga a la fundación; vigas o placas unen los cables paralelos. (Salvadori y Heller, 1963).

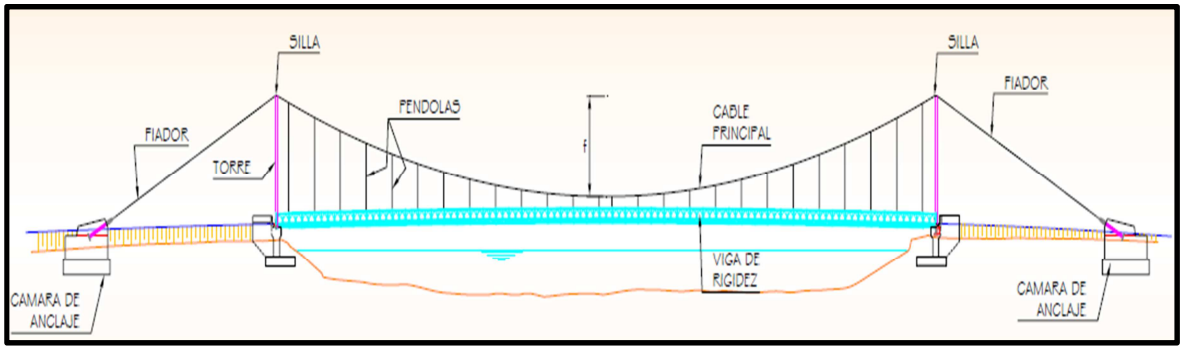


Gráfico 113: Partes de un Paso Elevado
Fuente: Curso de Puentes, Ing. Juan Manuel Vinueza.

En aplicaciones estructurales, la palabra cable por lo general se usa en sentido genérico para indicar un miembro flexible solicitado a tensión. La forma o configuración de un cable depende de su hechura; puede componerse de barras paralelas, alambres paralelos, cordones o torones paralelos, o torones enrollados con trabas.

3.1.11.1 Predimensionado

Relación de altura longitud

El esfuerzo de tensión de un cable es inversamente proporcional a la altura h. El problema económico de un cable con una gran altura, es que esto implica una mayor longitud, pero reduce la tensión. La altura óptima sería aproximadamente un tercio de la luz.

$$(h_{opt} = 1/3\,L).$$

Diseño del cable

El tamaño del cable se determina según el diseño por tracción para elementos de acero, tomando en cuenta que la forma de la sección transversal será como la que se indica en la Gráfico 114. Cabe destacar que la tensión bajo carga horizontal uniformemente distribuida se multiplica por un factor de seguridad de 3 y los esfuerzos últimos de los cordones y cuerdas son respectivamente σult= 13600 kgf/cm^2 y σult= 14200 kgf/cm^2(Segui, 2000).

$$A_{req} = \frac{3T_{\max}}{\sigma_{ult}}$$

Tipos de cables

Torón galvanizado para cables de torones paralelas de puentes. El diámetro recomendado 0,196 pulgada.

Cordón galvanizado de puente: formado por varios torones, de diámetros diferentes y unidos de forma enrollada.

Cuerda galvanizada de puente: formada por seis torones torcidos alrededor de un cordón central (véase Gráfico N114).

Gráfico 114: Tipos de Cable
Fuente: Curso de Puentes, Ing. Juan Manuel Vinueza.

Cable parabólico

Llamando w la carga por unidad de longitud (medida horizontalmente). La curva formada por cables cargados uniformemente a lo largo de la horizontal es una parábola, cuyas ecuaciones se indican a continuación, según el esquema del gráfico siguiente.

$$T_{\max} = \sqrt{T_O^2 + (wx)^2} \quad ; \quad \tan\theta = \frac{wx}{T_O} \quad ; \quad y = \frac{wx^2}{2T_O} \quad ; \quad W = wx$$

Dónde:

Tmax= Tensión máxima, en la dirección tangente a la curva del cable, en el punto más alto.
θ = Angulo de la tangentee con el cable
W = Carga horizontal uniformemente distribuida
x, y = Coordenadas x e y medidas desde el origen en la parte más baja del cable.

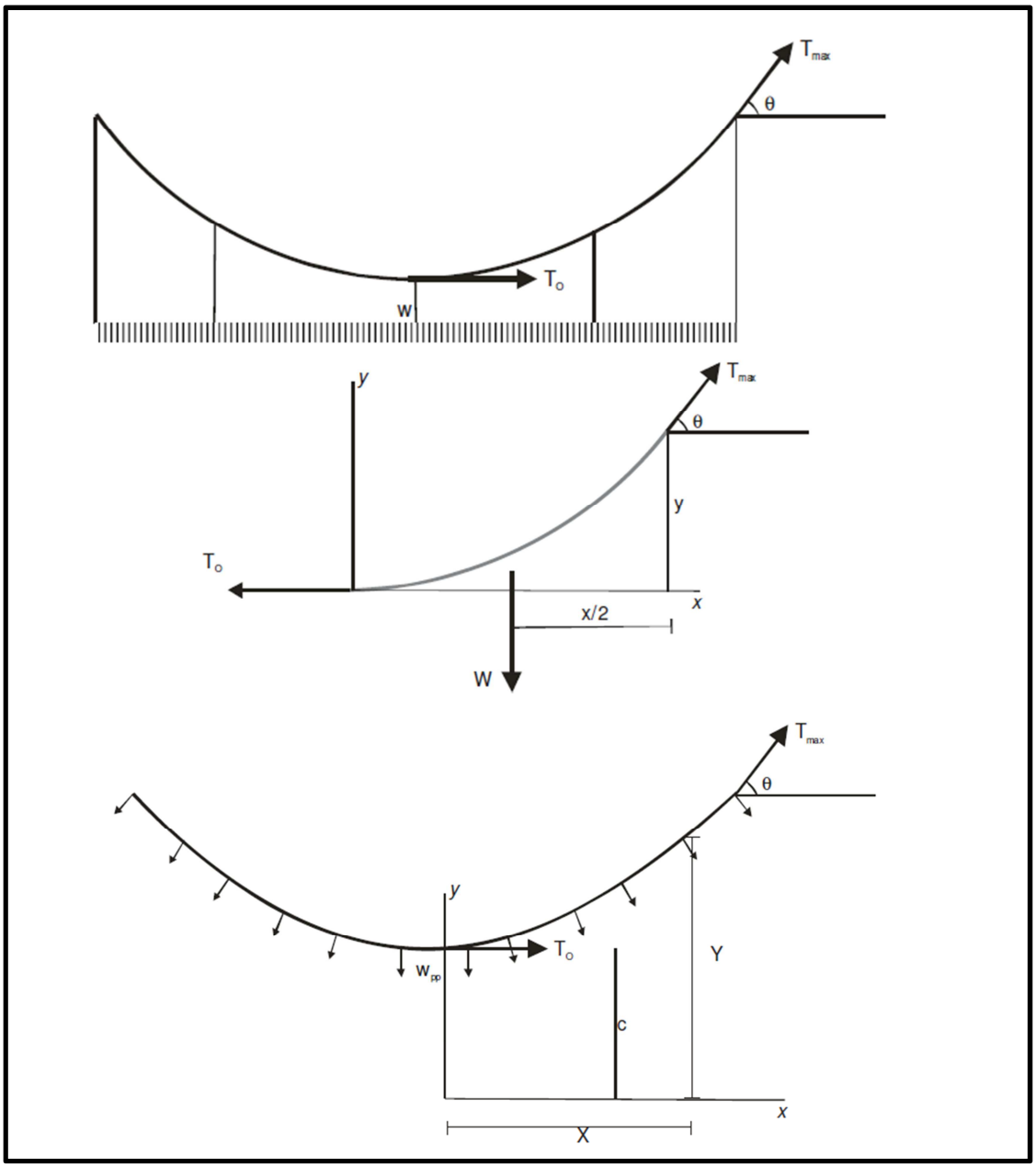


Gráfico 115: Esquemas y Diagramas del Cable Parabólico
Fuente: Curso de Puentes, Ing. Juan Manuel Vinueza.

Catenaria

Llamando ***Wpp*** la carga por unidad de longitud (medida a lo largo del cable), encontramos que la magnitud W de la carga total soportada por una porción de cable de longitud s medida desde el punto más bajo a un punto a lo largo del cable es ***W = w*s***. Las ecuaciones para esta configuración se indican a continuación según los esquemas siguientes (Beer y Johnston, 1977).

$$s = c\sinh\frac{x}{c}\ ;\ T_O = wc\ \ ;\ \ W = ws\ \ ;\ \ T = wy\ \ ;\ \ y = c\cosh\frac{x}{c}\ ;\ h = y_{\max} - c$$

S =Longitud del arco del cable
To, W, T se indican en la gráfico siguiente

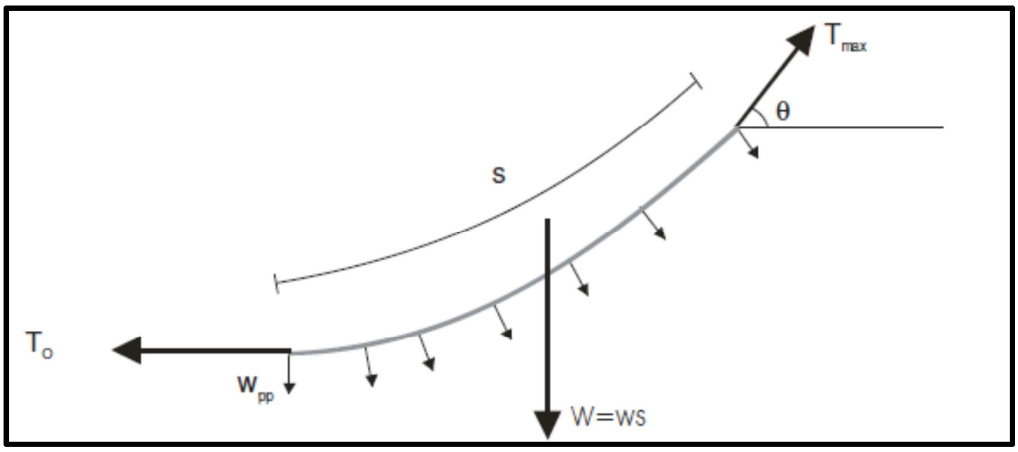


Gráfico 116: Esquemas y Diagramas de la Catenaria
Fuente: Curso de Puentes, Ing. Juan Manuel Vinueza.

Los pasos para determinar las tensiones de catenaria son:

1. Estimar Th1 según un valor la condición

$$\alpha > 1 \quad ; \quad T_h = \frac{w_{pp} L}{2\alpha},$$

2. Calcular α según la ecuación

$$\alpha = \frac{w_{pp} L}{2T_{h1}}$$

3. Calcular Th3 con el valor de α anterior según

$$T_{h3} = \frac{w_{pp} h}{\cosh \alpha - 1},$$

4. Calcular Th4 según 4

$$T_{h4} = 2T_{h1} - T_{h3}$$

5. El nuevo valor de Th1=Th4 y se repite el procedimiento hasta que

$$T_{h3} \approx T_{h1}$$

6. Determinar Tmax según

$$T_{\max} = T_h \cosh \alpha$$

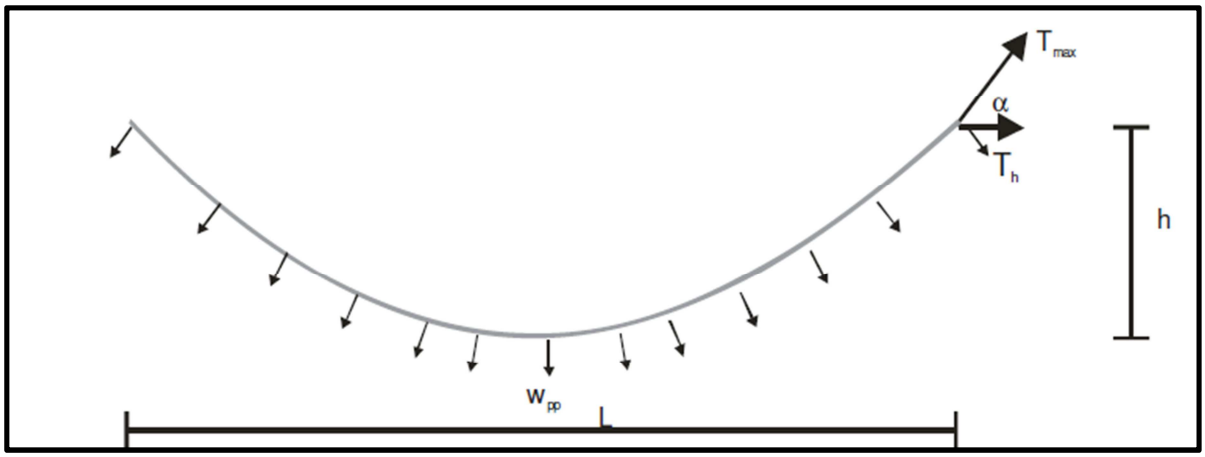


Gráfico 117: Esquemas de Cálculo de la Tensión de la Catenaria
Fuente: Curso de Puentes, Ing. Juan Manuel Vinueza.

3.1.11.2 Cruce suspendidos

Puede requerirse que algunas tuberías suspendidas crucen un rio ancho, o terreno inestable sujeto a erosiones o deslizamientos.

Aunque existe la posibilidad de muchos diseños para una situación específica, deben usarse ciertos principios fundamentales, y cada posible diseño contiene varias características comunes:

- La tubería suspendida debe ser lo suficientemente alta para no ser dañada por desperdicios que flotan por el rio en su nivel máximo de crecida de aguas, o por rocas o piedras desprendidos

- El cable que sujeta la tubería debe estar adecuadamente anclado en ambos extremos, sobre terreno firme.

- El cruce suspendido debe estar nivelado (es decir, a igual elevación en ambos lados).

- El cable que sujeta la tubería debe ser lo suficientemente fuerte como para soportar su propio peso, el de la tubería y el del agua que ella transporta, así como las fuerzas generadas por el viento y el balanceo;
- El tubo, debe estar fuertemente asegurado al cable suspendido, ya sea con alambres o algún tipo de grapas.

El tubo suspendido debe ser de HG o HF, dependiendo de costos y disponibilidad de materiales. Un tubo de HF requerirá una cubierta protectora que lo envuelva, ya que este se deteriora rápidamente al estar expuesto a la luz solar y es probable que en unos cuantos años quede inservible.

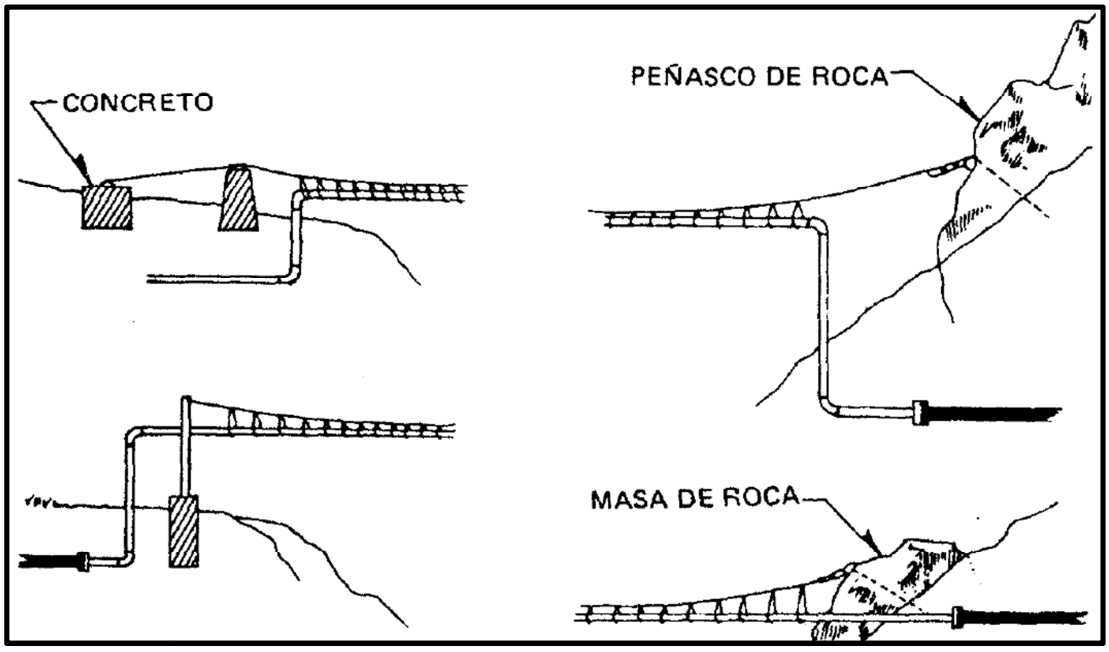


Gráfico 118: Diversos Cruces Suspendidos
Fuente: Curso de Puentes, Ing. Juan Manuel Vinueza.

Cálculos básicos

Los cálculos que presentamos a continuación nos llevaran a determinar la tensión en la suspensión, lo cual permite decidir el tamaño de cable en suspensión, lo cual permite decidir el tamaño de cable en suspensión a utilizar, así como el diseño de los soportes en cada lado.

La Gráfico siguiente muestra un cruce suspendido típico e indica las variables requeridas para los cálculos:

Wc = peso por longitud de cable (kg/m)

Wp = peso por longitud de tubo (kg/m)

Ww = peso por longitud de agua en la tubería (kg/m)

W = peso total por longitud del cruce (Wc + Wp + Ww)

S = longitud del tramo (entre soportes) (metros)

Y = flecha del cable (metros)

L = longitud total del cable (incluyendo soportes) (metros)

t = tensión horizontal en el punto medio del tramo (kg)

T = tensión total del cable en los soportes (kg)

B = ángulo entre el vector horizontal y el de tensión

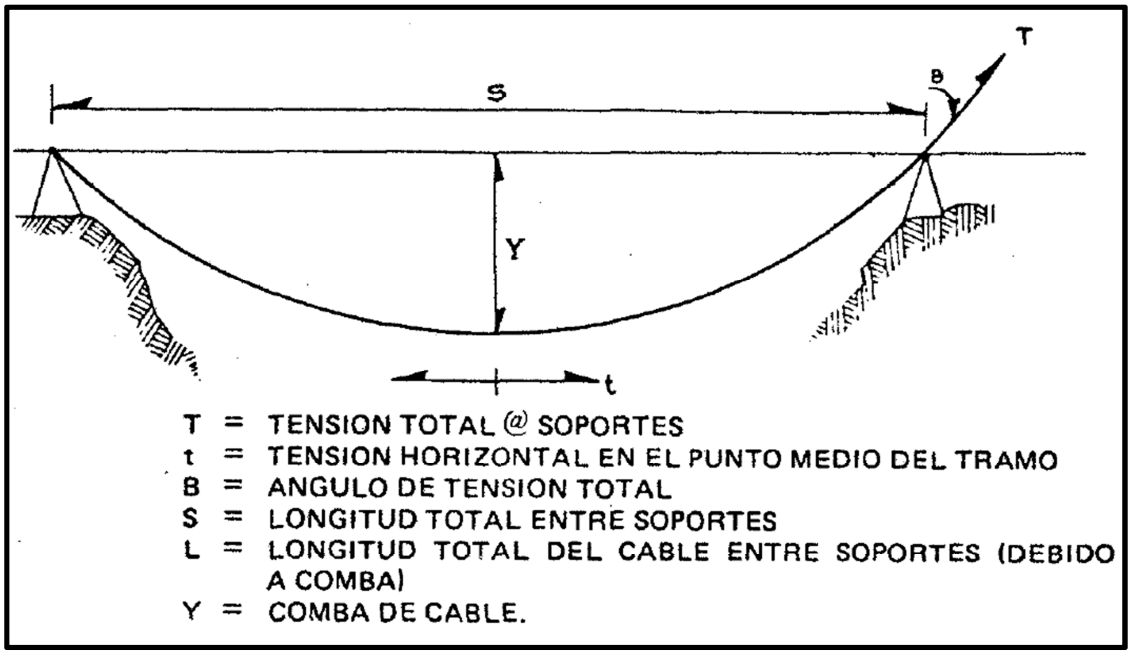


Gráfico 119: Variables para el Cálculo de Suspensión
Fuente: Curso de Puentes, Ing. Juan Manuel Vinueza.

Paso No1

Escoja la flecha de la catenaria, Y. El cable no deberá colgar mucho como para que sea obstruido por desechos flotantes o rocas desprendidas. Si existe un espacio adecuado, lo correcto será una flecha de 8% - 10% del Vano.

Efectué una selección arbitraria del cable (para cálculo de prueba). Consultar el "USS Tiger Brand Wire Rope Engineering Handbook" o el "Standard Handbook of Civil Engineering ". Para empezar, será buena una selección de cable metálico de φ=8 mm.

Paso 2:

Determine Wc (del manual de cable metálico)
Determine Wp (de la tabla de especificaciones de tubo HG O HF)
Determine Ww (de la tabla de especificaciones de tubo HG O HF)
Determine las fuerzas del viento (15% de Wc + Wp + Ww)
Calcule W (= Wc + Wp + Ww + viento)

Paso 3:

Calcule la tensión horizontal, t:

$$t = \frac{WS^2}{8Y} = (kg)$$

Paso 4:

Calcule el ángulo de tensión, B:

$$B = \arctan \frac{4Y}{S} \text{ (grados)}$$

Paso 5:

Calcule la tensión total, T:

$$T = \frac{4t}{\cos B} \text{ (kg; esto incluye un factor de seguridad de 4)}$$

Paso 6:

Compare la tensión total, T, con la tensión permisible del cable seleccionado. Seleccione un mayor o menor tamaño de cable si es necesario, y repita los cálculos.

Paso 7:

Calcule la longitud requerida de cable, L:

$$L = S = (1 + \frac{8Y_2^2}{3S}) + \text{adicional para soportes}$$

Paso 8:

Calcule la compresión sobre los apoyos:

$$\frac{WS}{2} + T_1 \operatorname{Sen} \phi$$

3.1.11.3 Diseño de soportes

Como discutiremos a continuación, existen diferentes maneras de asegurar el cable suspendido en cualquiera de los extremos:

Soporte de roca: Utilizando una broca o perforadora de roca, se cava un agujero de 60 mm de profundidad en un gran cuerpo rocoso o peñasco. Luego se llena el agujero con lechada de cemento y se introduce la varilla de anclaje de la barra de refuerzo.

La tensión máxima admisible, T, no es superior a 890 kg para barras de refuerzo de φ= 3/8”, o 1583 kg para barras de φ= 1/2”.

Poste HG: un tubo HG incrustado longitudinalmente en un bloque de concreto lo estabiliza. Si es necesario, se puede utilizar 2 postes en su caso una estructura tipo torres de hormigón armado.

La tensión horizontal máxima permitida es:

1" tubería FG: 68 kg.
11/2" tubería FG: 151 kg.
2" tubería FG: 270 kg
3" tubería FG: 678 kg.

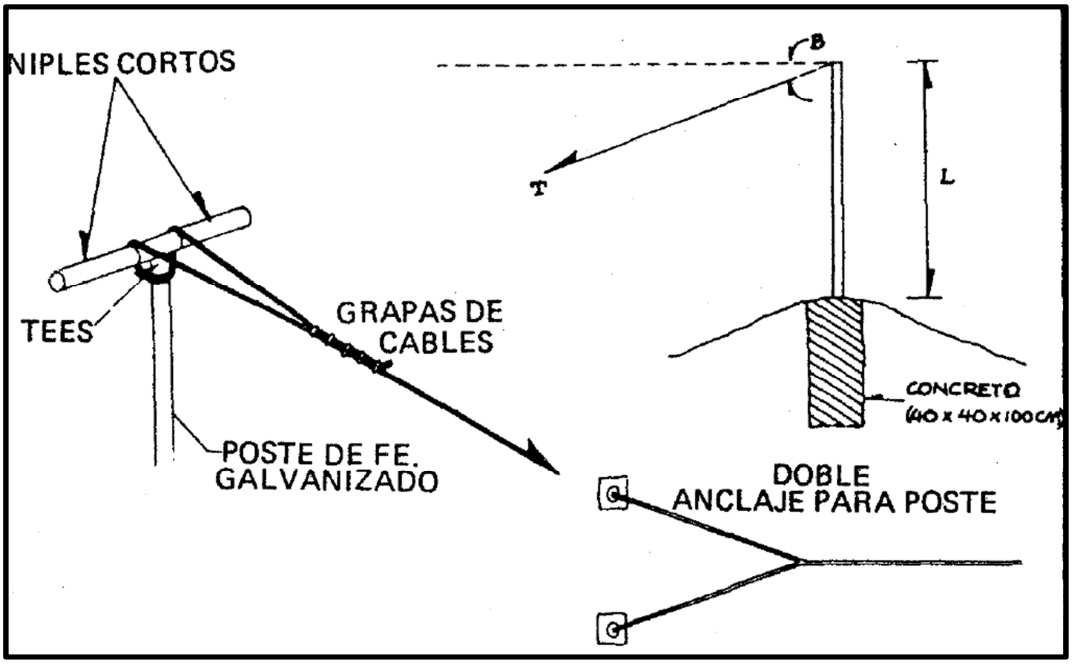


Gráfico 120: Anclaje para Poste de Hierro Galvanizado
Fuente: Curso de Puentes, Ing. Juan Manuel Vinueza.

Soportes de Bloques de Mampostería: Se pueden utilizar soportes de bloques de mampostería en casi cualquier situación. Estos soportes funcionan por su resistencia de fricción a los deslizamientos.

El soporte deberá construirse en un foso excavado a la mayor profundidad posible. Véase la siguiente Gráfico. La barra de refuerzo de 3/8" deberá ir enganchada alrededor del tubo de HG de 1/2", y tanto la barra de refuerzo como el tubo deberán colocarse de la manera indicada.

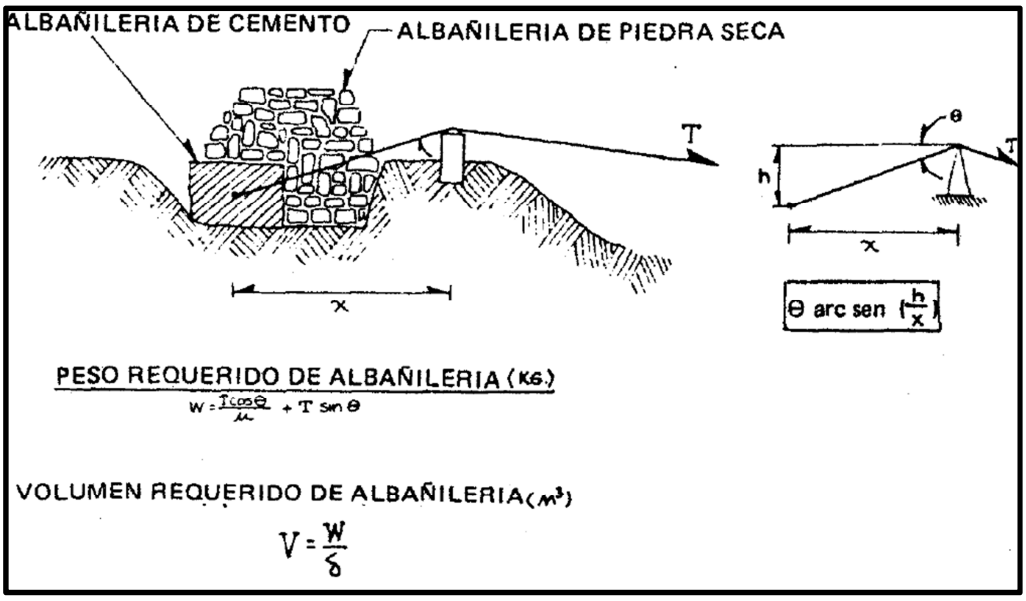


Gráfico 121: Anclaje para Bloque de Mampostería
Fuente: Curso de Puentes, Ing. Juan Manuel Vinueza.

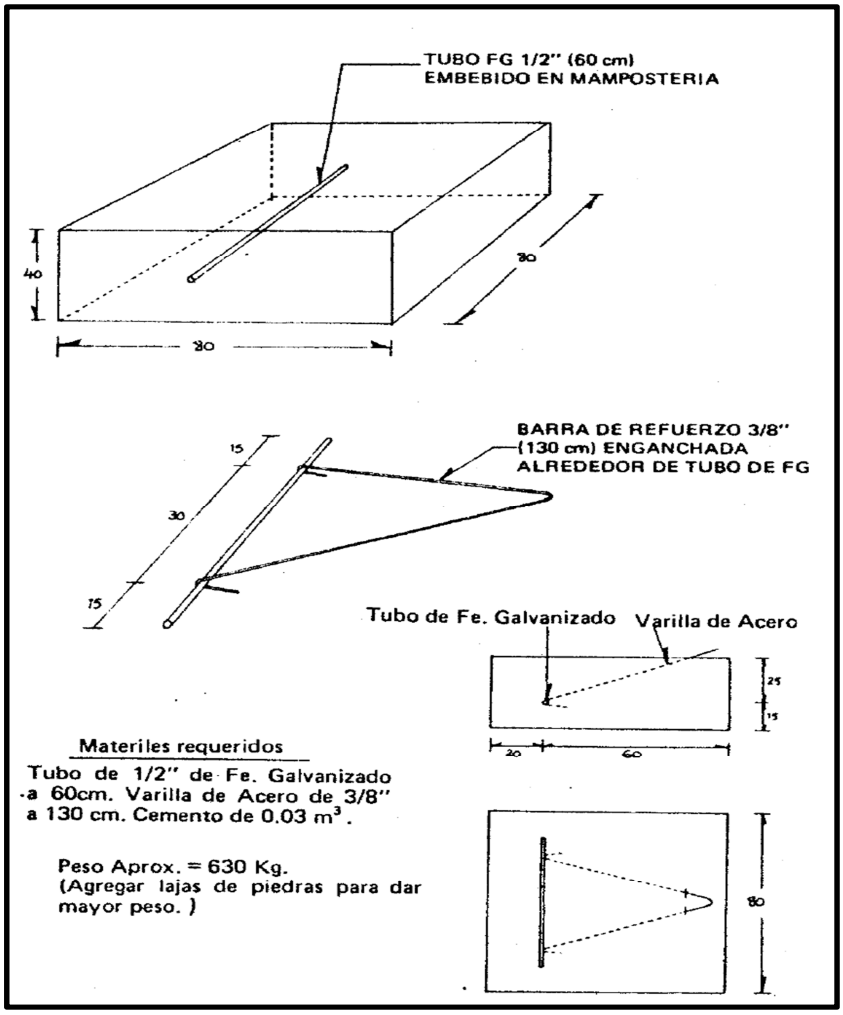


Gráfico 122: Anclaje para Bloque de Mampostería (1)
Fuente: Curso de Puentes, Ing. Juan Manuel Vinueza.

3.1.11.4 Abrazaderas

La tubería debe sujetarse debidamente al cable suspendido, y los sujetadores deben ser lo suficientemente seguros como para no soltarse con los movimientos de balanceo de la tubería. El tubo PAD debe sujetarse uniformemente (es decir, los sujetadores espaciados a intervalos cortos). Se utilizaran sujetadores hechos de alambre ordinario o de barra de refuerzo de 3/8''' moldeados por el herrero de la comunidad, o grapas especialmente fabricadas en un taller de forja de metales.

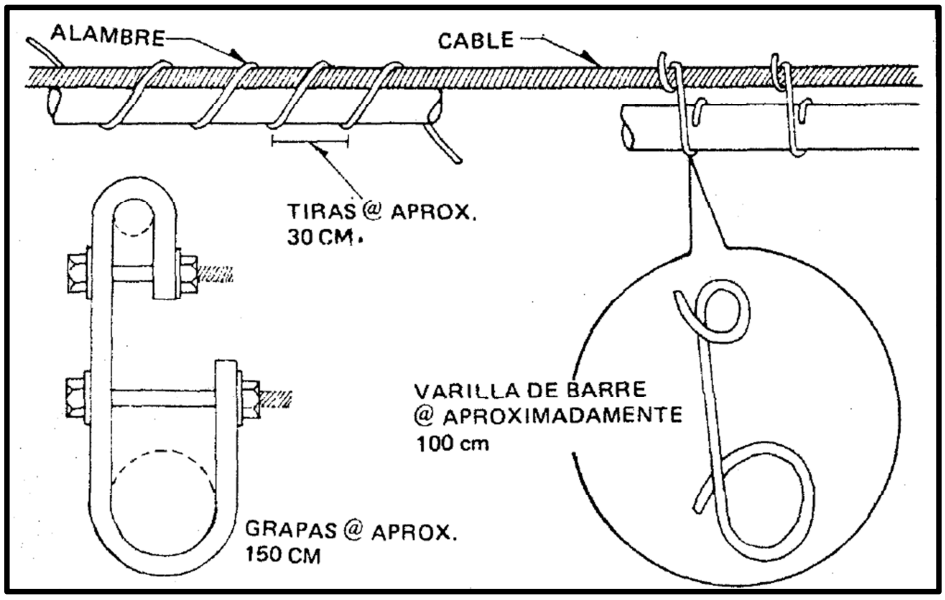


Gráfico 123: Asegurador Tubería a Cable
Fuente: Curso de Puentes, Ing. Juan Manuel Vinueza.

3.1.11.5 Revestimientos

Cuando el tubo suspendido sea de HF deberá estar recubierto con un forro exterior contra los rayos ultravioletas del sol (esta radiación "envejece" rápidamente el tubo HF, debilitándolo sensiblemente).

Una tubería de FG suspendida no requiere revestimiento, pero una capa de pintura proveerá algo de protección.

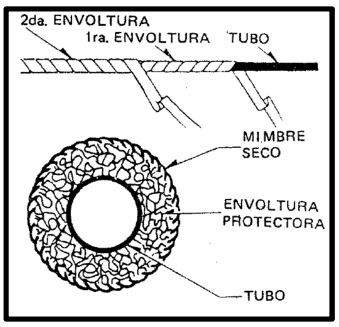


Gráfico 124: Asegurador Tubería a Cable (1)
Fuente: Curso de Puentes, Ing. Juan Manuel Vinueza.

A continuación se presentan algunas propiedades de los elementos estructurales que fueron considerados.

RESISTENCIAS NOMINALES Y ADMISIBLES DE CABLES (1) {klb/pulg^2 (kg/cm^2)}		
Tipo	**Resistencia nominal a tensión, F_{pu}**	**Resistencia admisible a tensión, F_t**
Barras ASTM A722 Tipo II	150 (10568)	0.45 F_{pu} = 67.5 (4756)
Torón enrollado con trabas	210 (14795)	0.33 F_{pu} = 70 (4882)
Torón estructural, ASTM A586	220 (15500)	0.33 F_{pu} = 73.3 (5115)
Cable estructural, ASTM A603*	220 (15500)	0.33 F_{pu} = 73.3 (5115)
Alambre paralelo	225 (15852)	0.40 F_{pu} = 90 (6341)
Alambre paralelo, ASTM A421	240 (16909)	0.45 F_{pu} = 108 (7609)
Torón paralelo ASTM A416	270 (19023)	0.45 F_{pu} = 121.5 (8560)

Tabla 93: Resistencia de Cables
Fuente: Curso de Puentes, Ing. Juan Manuel Vinueza.

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS CABLES DE ACERO(1) {klb/pulg2 (kg/cm2)}				
Resistencia mínima a la ruptura (*), de tamaños seleccionados de cables			**Módulo mínimo de elasticidad, para los intervalos indicados de diámetros**	
Diámetro nominal en pulg.	Torón galvanizado	Cable galvanizado	Intervalo de diámetro nominal, en pulg.	Módulo máximo en klb/pulg2
$^1/_2$	30 (2,110)	23 (1,618)	torón galvanizado y preteestirado	
$^3/_4$	68 (4,782)	52 (3,657)		
1	122 (8,580)	91.4 (6,428)	$^1/_2$ a 2 $^9/_{16}$	24,000 (1'690,912)
1 $^1/_2$	276 (19,410)	208 (14,628)	2 $^5/_8$ y más	23,000 (1'620,458)
2	490 (34,460)	372 (26,162)	cable galvanizado y preestirado	
3	1076 (75,672)	824 (57,950)		
4	1850 (130,105)	1460 (102,677)	$^3/_8$ a 4	20,000 (1'409,094)

(*) Los valores corresponden a cables con revestimineto de zinc de clase A sobre todos los alambres .
Las clases B o C pueden especificarse cuando se requiere protección adicional contra la corrosión.

Tabla 94: Propiedades Mecánicas de Cables
Fuente: Curso de Puentes, Ing. Juan Manuel Vinueza.

A continuación se presenta el flujograma de cálculo utilizado para el diseño de zapatas cuadradas del pórtico del paso elevado.

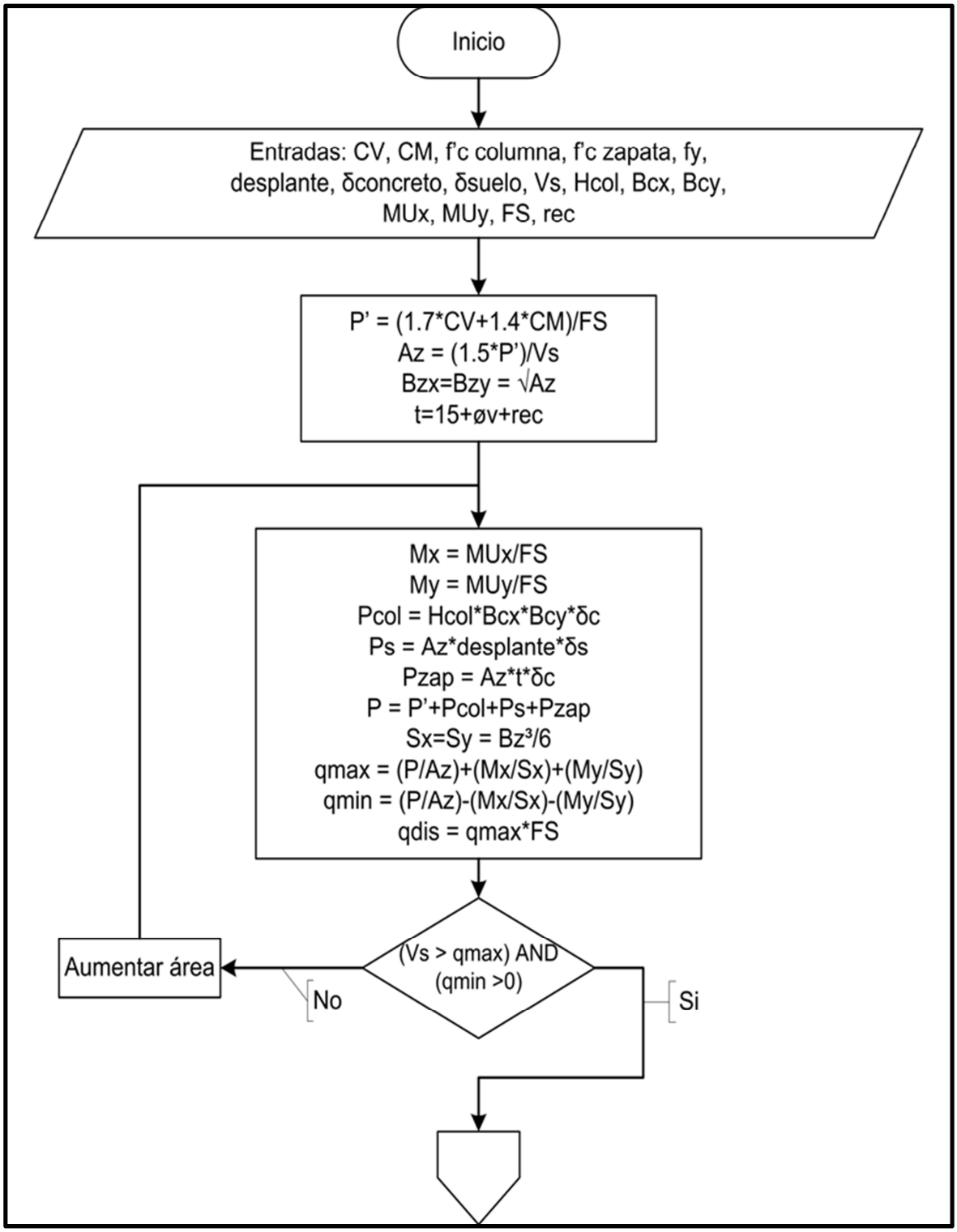


Gráfico 125: Flujograma de Calculo Zapatas No1
Fuente: Curso de Puentes, Ing. Juan Manuel Vinueza.

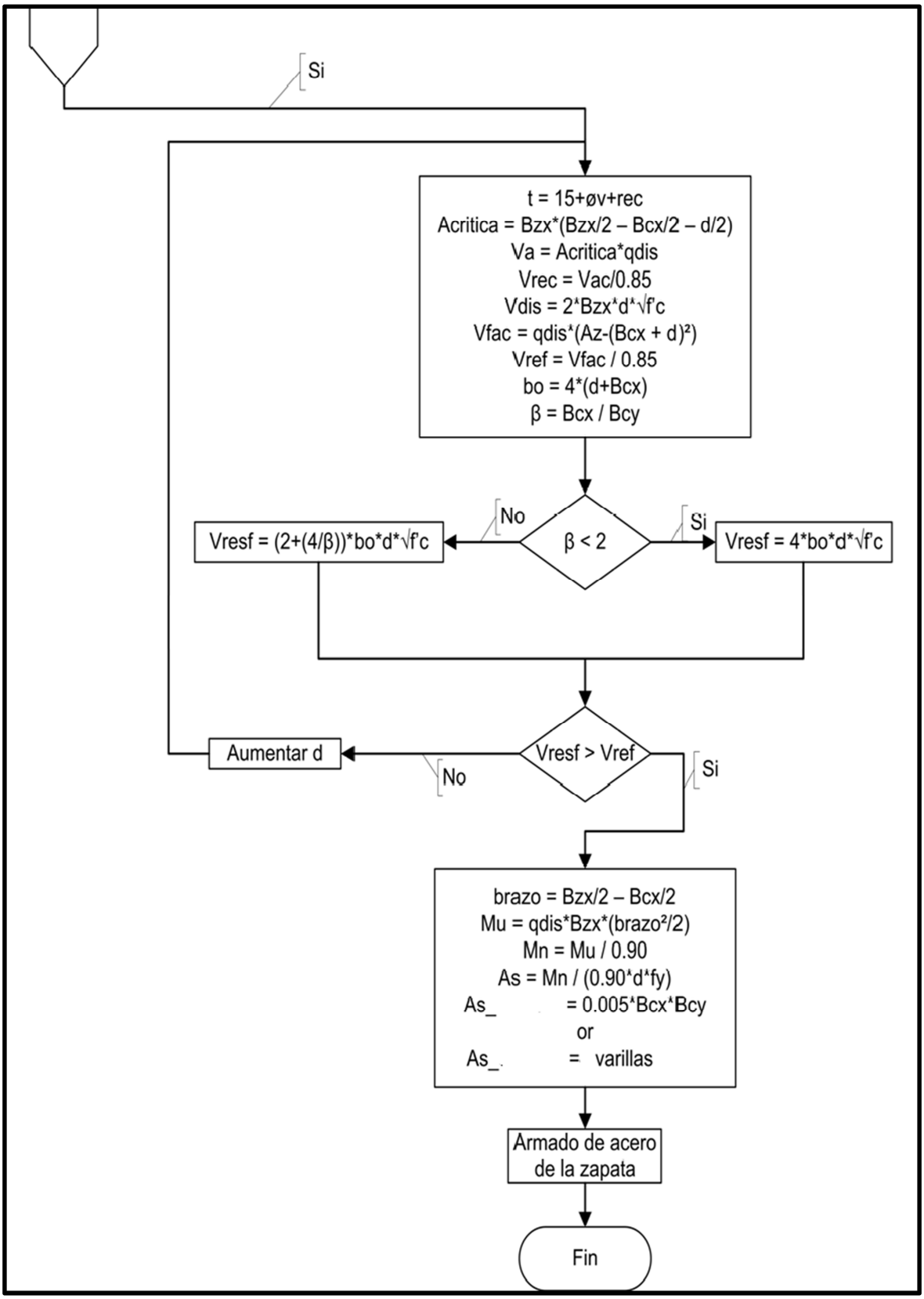


Gráfico 126: Flujograma de Calculo Zapatas No2
Fuente: Curso de Puentes, Ing. Juan Manuel Vinueza.

A continuación se presenta el diseño del paso elevado más representativo de 40 m de luz, esta es la Quebrada Atapulo.

2.- DISEÑO DEL CABLE PRINCIPAL

a. Determinación del diametro del cable

P1 =	580.000	kg	PP tuberia
P2 =	380.00	kg	PP agua
P3 =	309.08	kg	PP carga viva
P4 =	17.23	kg	PP viento
P5 =	0.00	kg	PP
P6 =	0.00	kg	PP
P7 =	0.00	kg	PP
P8 =	0	kg	PP
P9 =	0.00	kg	SC
PT =	**1286.310**	**kg**	
W3 =	0.39	kg/m	*PP cables*
W10 =	**0.39**	**kg/m**	*PP cables*

TENSION HORIZONTAL:

H = (W*L^2/8+P*L/4)/f **3.24 ton.**

TENSION MAXIMA EN EL CABLE:

T = H*RAIZ(1+16*n^2) **3.48 ton.**

FS = 1.5

T_{MAX} = FS*T = 5.23 ton.

Diametro del cable a usar	3/8	**plg**
Resitencia a la roptura del cable	**5.95**	**ton.**
Numero de cables	**1**	**Und**

CLASIFICACION 6x19 ALMA DE ACERO MEJORADO TIPO BOA

DIAMETRO mm.	pulg.	PESO APROX Kg/ml.	RESISTENCIA ton.
3.20	1/8	0.04	0.69
4.80	3/16	0.10	1.43
6.40	1/4	0.17	2.67
8.00	5/16	0.27	4.16
9.50	3/8	0.39	5.95
11.50	7/16	0.52	8.07
13.00	1/2	0.68	10.40
14.50	9/16	0.88	13.20
16.00	5/8	1.07	16.20
19.00	3/4	1.55	23.20
22.00	7/8	2.11	31.40
26.00	1	2.75	40.70
29.00	1 1/8	3.48	51.30
32.00	1 1/4	4.30	63.00
35.00	1 3/8	5.21	75.70
38.00	1 1/2	6.19	89.70
42.00	1 5/8	7.26	104.00
45.00	1 3/4	8.44	121.00
44.00	1 7/8	9.67	138.00
52.00	2	11.00	156.00

b. Altura de la Torre

hT = f + s + f'

hT = 4.50 usar **5.00**

c. Longitud de los Fijadores

L1 = raiz(hT^2+l1^2) = 13.5 **m**

d. Diseño de la Camara de Anclaje

		Angulos	
Angulo del cable principal: tan =4*f/L	0.40	**21.8**	
Distancia Horz. Del Anclaje Izquierdo	**5.00**	**45.0**	izquierdo
Distancia Horz. Del Anclaje Derecho	**5.00**	**45.0**	derecho
Desnivel del Anclaje Izquierdo	**0.00**		
Desnivel del Anclaje Derecho	**0.00**		

Como la torre lleva carros de dilataciòn las dos tensiones horizontales son iguales

Luego la tensiòn en el fiador serà:

Tf1=H/cosØ1	**2.29**	**ton**	Tensión en el fijador del estribo Izquierdo
Tf2=H/cosØ2	**2.29**	**ton**	Tensión en el fijador del estribo Derecho

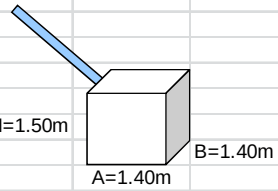
Pizq.=H*(tanø +tanØ1) =	**4.53**	Ton Tensión vertical est. Izquierdo
Pder.=H*(tanø+ tanØ2) =	**4.53**	Ton Tensión vertical est. Derecho

DATOS PRELIMINARES

	IZQUIERDA	DRECHA		
A =	1.40	1.40	m	*Dimenciòn en el sentido del puente*
B =	1.40	1.40	m	*Dimenciòn perpendicular al sentido del puente*
H =	1.50	1.50	m	*Altura de la camara*
Gt =	3.55	3.55	kg/cm2	*Capacidad portante del suelo*
Gs =	1768.00	1768.00	kg/m3	*Peso especìfico del suelo*
γc=	2400.00	2400.00	kg/m3	*peso especifico del concreto*
Ø =	31.00	31.00		*Angulo de fricciòn interna del suelo*

Dimensiones del ducto de Anclaje

a =	0.50	0.50	*Dimenciòn en el sentido del puente*
b =	0.50	0.50	*Dimenciòn perpendicular al sentido del puente*
h =	0.50	0.50	*Altura de la camara*



a. Empuje del terrreno

E = ½*Gs*H^2*[TAN(45-Ø/2)]^2 =	636.68	kg
Ev = E *SEN(Ø/2) =	170.14	kg
Eh = E*COS(Ø/2) =	613.52	kg

b. Fuerzas Verticales Estabilizadoras

CAMARA IZQUIERDA				CAMARA DERECHA			
Pi	PESO	BRAZO	MOMENTO	Pi	PESO	BRAZO	MOMENTO
	(Kg.)	(mts.)	(Kg-m.)		(Kg.)	(mts.)	(Kg-m.)
P1	6756.00	0.70	4729.20	P1	6756.00	0.70	4729.20
T1v	-1617.64	0.70	-1132.35	T2v	-1617.64	0.70	-1132.35
TOTAL	**5138.36**		**3596.85**	**TOTAL**	**5138.36**		**3596.85**

X=	0.70		X=	0.70		
Z=	0.05		Z=	0.05		
e=	0.05		e=	0.05		
a/6>=e	0.23	*VERDADERO*	a/6>=e	0.23	*VERDADERO*	

b. Fuerzas Horizontales Estabilizadoras

CAMARA IZQUIERDA				CAMARA DERECHA			
Pi	PESO	BRAZO	MOMENTO	Pi	PESO	BRAZO	MOMENTO
	(Kg.)	(mts.)	(Kg-m.)		(Kg.)	(mts.)	(Kg-m.)
Eh	613.52	0.50	306.76	P1	613.52	0.50	306.76
T1h	1618.72	0.75	1214.04	T2h	1618.72	0.75	1214.04
TOTAL	**2232.24**		**1520.80**	**TOTAL**	**2232.24**		**1520.80**

c. Verificaciones de Esfuerzos de Traccion y Compresion,

Pizq=Fv/(A*B)*(1+6*e/A)	0.32	kg/cm2<Gt	*VERDADERO*
Pder=Fv/(A*B)*(1+6*e/A)	0.32	kg/cm2<Gt	*VERDADERO*

d. Chequeo al Volteo

FSVi = Mest / Mvol =	**2.37**	>2	*VERDADERO*
FSVd = Mest / Mvol =	**2.37**	>2	*VERDADERO*

e. Chequeo al Deslizamiento

FSDi = ∑Fv*.7 / ∑Fh =	**2.07**	>2	*VERDADERO*
FSDd = ∑Fv*.7 / ∑Fh =	**2.07**	>2	*VERDADERO*

f. Chequeo por Equilibrio de Fuerzas

$\Sigma F_{RESISTENTES} > 2T_h$

Estribo Izquierdo

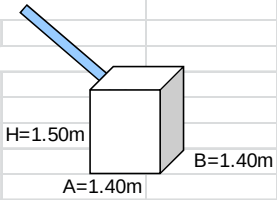
5138.36 > 3237.43 VERDADERO

Estribo Derecho

5138.36 > 3237.43 VERDADERO

USAR CAMARA DE ANCLAJE DE DIM.

A =	1.40	m
B =	1.40	m
H =	1.50	m



e. Diseño del Macizo de Anclaje

fs =	5600	kg/cm2	Resistencia a tracción del fierro liso
FS =	1.5		Factor de Seguridad
T =	3.48	ton	Tensión del cable fiador máximo

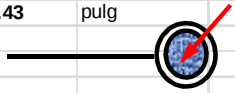
Area de Refuerzo

A = (T /fs)*FS = **0.93** cm2

Diametro de refuerzo

d = Raiz(A*4/PI) = **1.09** cm **0.43** pulg

Macizo de Anclaje Ø 1/2 pulg



USAR UN MACIZO DE DIAMETRO

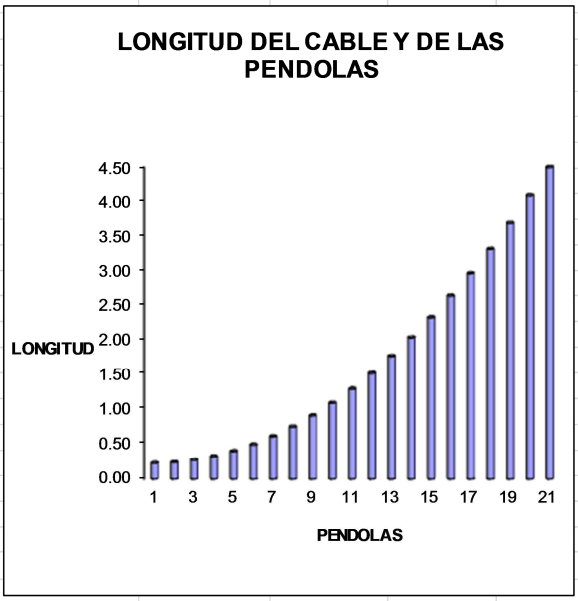
Ø = 1/2 pulg

g. Determinación de la Longitud del Cable

Lcatenaria=L*(1+8/3*n^2-32/5*n^4)	41.04	n=f/L= 0.100
Lfiador1=	6.55	
Lfiador2=	6.55	
Lcable doblado=	0.90	
LONGITUD TOTAL DEL CABLE EN METROS	**55.04**	

Y=Y°+4*(f+f´)*X*(L-X)/L^2

i	Xi	Yi	Lpendolas
0	20.00	0.230	0.43
1	19.00	0.241	0.44
2	18.00	0.273	0.47
3	17.00	0.326	0.53
4	16.00	0.401	0.60
5	15.00	0.497	0.70
6	14.00	0.614	0.81
7	13.00	0.753	0.95
8	12.00	0.913	1.11
9	11.00	1.094	1.29
10	10.00	1.297	1.50
11	9.00	1.521	1.72
12	8.00	1.766	1.97
13	7.00	2.033	2.23
14	6.00	2.321	2.52
15	5.00	2.630	2.83
16	4.00	2.961	3.16
17	3.00	3.313	3.51
18	2.00	3.686	3.89
19	1.00	4.081	4.28
20	0.00	4.497	4.70
Longitud Total		**35.443**	**39.64**
Longitud Total cada (3m)			**14.73**



En el correspondiente Anexo No 3.1 referente a este capítulo, se adjunta la respectivas Matrices de Cálculo y la documentación de respaldo de los cálculos estructurales realizados en al diseño de los pasos elevados.

F A S E II: DISEÑOS DEFINITIVOS

3.2 ANÁLISIS ECONOMICO FINANCIERO

3.2.1 PRESUPUESTO ESTRUCTURA FINANCIERA.

3.2.1.1 Alcance del estudio

El alcance del estudio de costos, es determinar los precios unitarios y el presupuesto general de construcción del proyecto. El alcance del estudio contempla lo siguiente:

- Identificar los costos de: materiales, mano de obra, equipo y transporte
- Determinar los costos horarios de propiedad y operación de equipo
- Analizar los precios unitarios y determinar el presupuesto general de construcción del sistema.

3.2.1.2 Descripción del Sistema

El sistema está constituido por dos captaciones tipo Caucasianas que conducen el líquido hasta un tanque de recolección, para luego ser conducida a un tanque reservorio. De este tanque se distribuye mediante una red a las parcelas. Las redes de distribución de acuerdo a la geometría de las parcelas se han diseñado considerando circuitos abiertos. El diseño es integral para toda la red, es decir, la modelación y diseño se realiza para toda la zona del proyecto (121.42 Ha de área neta).

Toda la red principal y secundaria está diseñada con tubería de PVC-P y los diámetros para los circuitos principales van de 20.0 mm a 140.0 mm. Los accesorios de la red, están diseñados en PVC-P.

3.2.1.3 Análisis de Precios Unitarios

Para el análisis de precios unitarios, se utilizó el programa hojas electrónicas en software Excel (Análisis de Precios Unitarios). El formato que maneja el programa considera la siguiente estructura:

- Identificación del proyecto en estudio.
- Descripción del rubro a analizar
- Especificación del rubro
- Fecha de elaboración
- Unidad de medida del rubro
- Código del rubro

A. Materiales
B. Maquinaria y herramientas
C. Mano de Obra
D. Transporte (en los casos que se requiere)

- Costo directo (A+B+C+D)
- Costos indirectos
- Precio unitario

Con el fin de presentar el presupuesto actualizado, se tomó el mes de Octubre del 2011 como referente para la recopilación de la información de los insumos básicos que intervienen en la determinación de precios unitarios, esto es: mano de obra, equipos, materiales y transporte.

3.2.1.4 Materiales (A)

Considera las cantidades y costos de los materiales que intervienen en la ejecución del rubro, referidos a Octubre del 2011

En el anexo No3.2 consta la lista de materiales que intervienen en el proyecto y los correspondientes precios por unidad, tomando en consideración los costos de la ciudad de Saquisilí.

3.2.1.5 Maquinaria y Herramientas (B)

En la construcción de los componentes de los sistemas intervienen equipos que por sus características es mejor que se consideren los costos de arrendamiento del mercado en la ciudad de Saquisilí.

Con los costos horarios multiplicada por las horas-equipo de cada máquina o equipo que intervienen en cada ítem, se determina el costo total de operación de máquina, en el rubro sujeto de análisis.

3.2.1.6 Mano de Obra (C)

Este componente incluye los operadores y ayudantes de las máquinas y la cuadrilla (capataz, peón, albañil, etc.), que intervienen en cada rubro.

En la definición de las horas-hombre del personal, se consideró la combinación del número de personas y el rendimiento del rubro analizado.

En este costo se consideraron los costos horarios de mano de obra y sus cargas sociales vigentes al mes de Octubre del 2011 como base mínima, según lo reportado por la Contraloría General del Estado.

3.2.1.7 Transporte (D)

En el costo de transporte, que interviene en los rubros analizados, incluye el transporte hasta el sitio de la obra, por tanto, en este componente (D) se alimenta el valor correspondiente.

3.2.1.8 Costos Directos (A+B+C+D)

El costo directo del rubro se determina sumando los subtotales de los componentes: materiales, maquinaria y herramientas, mano de obra y transporte.

3.2.1.9 Costos Indirectos (B)

Los costos indirectos comprenden:

- Gastos generales y administrativos : 10 % * CD
- Utilidades 10 % * CD.

En los rubros contratados se adoptó el 20% de costos indirectos.

3.2.1.10 Precio Unitario Total

La suma del costo directo y del costo indirecto de cada rubro representa el precio unitario total del rubro en análisis. Los precios unitarios de los rubros involucrados en el proyecto se reportan en los cuadros de presupuesto (ver anexo 3.2).

3.2.1.11 Presupuesto General de los Sistemas

El resumen del presupuesto para la construcción del proyecto, se presenta a continuación, para mayores detalles de rubros, precios unitarios, ver anexo 3.2:

DESCRIPCIÓN DE RUBROS GENERALES	COSTO DOLARES AMERICANOS
CAPTACIONES TIPO CAUCASIANA	17103.72
CONDUCCION CAP. ALMAYDA TINGO - TR-1	1516.32
CONDUCCION CAP. ACHUPALLA HUAYCO TR-1	1201.69
TANQUE RECOLECTOR TR-1	718.00
CONDUCCION TANQUE RECOLECTOR TR-1 - TANQUE RESERVORIO	15671.34
TANQUE RESERVORIO TR-2	105085.21
RED DE DISTRIBUCION	103029.28
PASOS ELEVADOS	21418.90
COSTO TOTAL DEL PROYECTO	**265744.47**

Tabla 95: Presupuesto General de la Construcción
Fuente: Autores.

GOBIERNO AUTONOMO DESCENTRALIZADO DE COTOPAXI

PROYECTO DE RIEGO PARA LA COMUNA SALAMALAG CENTRO

RESUMEN DEL PRESUPUESTO:

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL
	CAPTACIONES TIPO CAUCASIANA				
1	DESBROCE Y LIMPIEZA	m2	200.00	1.08	216.00
2	REPLANTEO Y NIVELACION ESTRUCTURAS	m2	200.00	1.44	288.00
3	EXCAVACION A MANO EN FANGO	m3	100.00	3.05	305.00
4	HORMIGON SIMPLE REPLANTILLO f'c=180KG/CM2	m3	2.95	154.09	454.57
5	HORMIGON CICLOPEO 40% PIEDRA (f'c=180 KG/CM2)	m3	30.60	83.70	2561.22
6	HORMIGON SIMPLE f'c=210kg/cm2	m3	38.00	160.26	6089.88
7	REJILLA HF 0.3*0.6m PARA CAPTACION DE AGUA (PROVISION Y MONTAJE)	u	2.00	59.66	119.32
8	SUM/INST.COMPUERTA ACERO 20X20CM	u	6.00	305.23	1831.38
9	ACERO REFUERZO fy=4200 kg/cm2 (SUMINISTRO, CORTE Y COLOCADO)	kg	423.46	1.85	783.40
10	MALLA ELECTROSOLDADA 150x150x6mm	m2	343.20	10.03	3442.30
11	JUNTAS IMPERMEABLES PVC 18 CM	m	10.00	10.64	106.40
12	ENROCADO	m3	1.60	40.26	64.42
13	MATERIAL DE MEJORAMIENTO	m3	58.87	14.30	841.84
					17103.72
	CONDUCCION CAP. ALMAYDA TINGO - TR-1				
14	REPLANTEO Y NIVELACION	m	95.70	1.16	111.01
15	EXCAVACION ZANJA A MANO H=0.00-2.75m (EN TIERRA)	m3	74.65	5.22	389.67
17	TUBERIA PVC U/E 0.80Mpa 090mm (MAT/TRANS)	m	95.70	7.02	671.81
18	CODO 90° PVC E/C 090mm (MAT/TRANS/INST)	u	4.00	7.56	30.24
102	UNION GIBAULT 03" SIMETRICA (MAT/TRANS/INST)	u	2.00	31.39	62.78
20	RELLENO COMPACTADO (MATERIAL DE EXCAVACION)	m3	68.90	3.64	250.80
					1516.32
	CONDUCCION CAP. ACHUPALLA HUAYCO TR-1				
21	REPLANTEO Y NIVELACION	m	82.30	1.16	95.47
22	EXCAVACION ZANJA A MANO H=0.00-2.75m (EN TIERRA)	m3	64.19	5.22	335.07
23	CAMA DE ARENA	m3	4.94	17.12	84.57
24	TUBERIA PVC U/E 0.80Mpa 050mm (MAT/TRANS/INST)	m	82.30	4.43	364.59
25	CODO PVC U/E 1.00Mpa 050mm (MAT/TRANS/INST)	u	4.00	7.18	28.72
26	RELLENO COMPACTADO (MATERIAL DE EXCAVACION)	m3	59.26	3.64	215.71
27	UNIVERSAL HG 2" (MAT/TRANS/INST)	u	2.00	6.06	12.12
28	VALVULA COMPUERTA DE BRONCE 02" R-R (MAT/TRANS/INST)	u	1.00	65.44	65.44
					1201.69
	TANQUE RECOLECTOR TR-1				
29	CAJA DE REVISION 1.00x1.00 m (DE LADRILLO) TAPA H.A.	u	1.00	65.44	65.44
30	HORMIGON SIMPLE REPLANTILLO f'c=180KG/CM2	m3	0.10	154.09	15.41
31	VALVULA COMPUERTA 04" (MAT/TRANS/INST)	u	2.00	214.57	429.14
33	UNION GIBAULT 04" ASIMETRICA (MAT/TRANS/INST)	u	4.00	37.22	148.88
34	ENLUCIDO VERTICAL CON IMPERMEABILIZANTE	m2	6.00	7.52	45.12
35	MATERIAL DE MEJORAMIENTO	m3	0.98	14.30	14.01
					718.00
	CONDUCCION TANQUE RECOLECTOR TR-1 TANQUE RESERVORIO				
36	REPLANTEO Y NIVELACION	m	846.50	1.16	981.94
37	EXCAVACION ZANJA A MANO H=0.00-2.75m (EN TIERRA)	m3	668.07	5.22	3487.33
39	TUBERIA PVC U/E 0.80Mpa 110mm (MAT/TRANS)	m	856.50	8.20	7023.30
40	UNION GIBAULT 04" ASIMETRICA (MAT/TRANS/INST)	u	12.00	37.22	446.64
42	TEE ACERO 04X04X04" (MAT/REC/TRANS/INST)	u	8.00	81.85	654.80
44	VALVULA COMPUERTA 02" (MAT/TRANS/INST)	u	2.00	133.30	266.60
45	VENTOSA ACERO D=2" (MAT/REC/TRANS/INST)	u	2.00	97.13	194.26
46	CAJA DE REVISION 0.60x0.60 m (DE LADRILLO) TAPA H.A.	u	4.00	65.44	261.76
47	HORMIGON SIMPLE REPLANTILLO f'c=180KG/CM2	m3	0.24	154.09	36.98
48	CODO 90 PVC U/E 110mm (MAT/TRANS/INST)	u	6.00	12.17	73.02
49	RELLENO COMPACTADO (MATERIAL DE EXCAVACION)	m3	616.68	3.64	2244.72
					15671.342

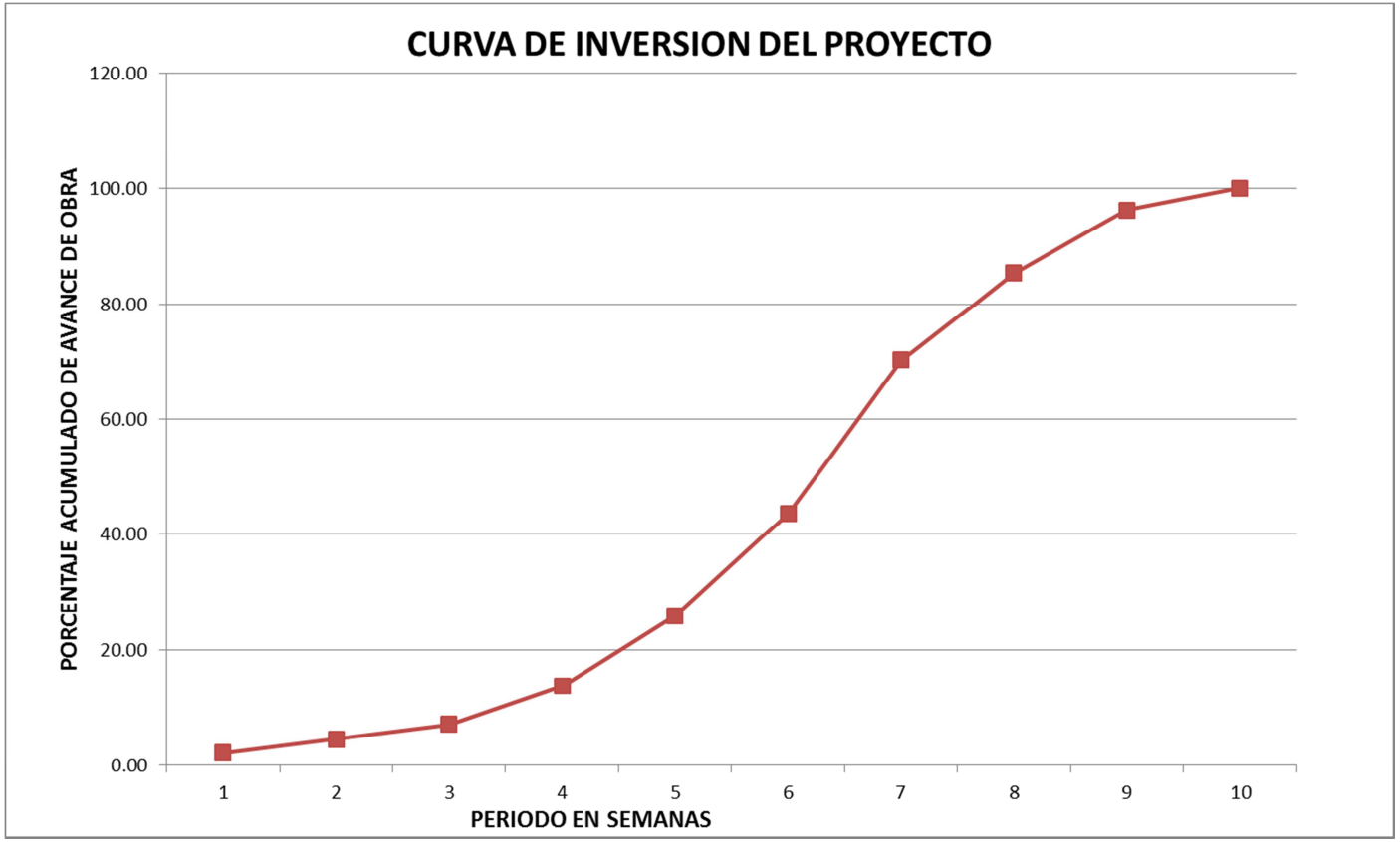
	TANQUE RESERVORIO				
50	REPLANTEO Y NIVELACION ESTRUCTURAS	m2	400.00	1.44	576.00
51	EXCAVACION A MAQUINA CIELO ABIERTO (EN TIERRA)	m3	30,000.00	1.94	58200.00
52	SAQUILLO YUTE (TIERRA)	u	50.00	1.04	52.00
53	RELLENO COMPACTADO (MATERIAL DE EXCAVACION)	m3	3288.6	3.64	11970.50
54	HORMIGON SIMPLE REPLANTILLO f'c=180KG/CM2	m3	3.00	154.09	462.27
55	HORMIGON CICLOPEO 40% PIEDRA (f'c=180 KG/CM2)	m3	1.00	83.70	83.70
56	CERRAMIENTO ALAMBRE PUAS 8 FILAS POSTE PREFABICADO	m	175.00	5.96	1043.00
57	GEOMEMBRANA POLIETILENO 2.00mm	m2	4470.	6.86	30664.20
58	CAJA DE REVISION 1.20x1.30 m (DE HORMIGON) TAPA H.A.	u	1.00	65.44	65.44
59	UNION GIBAULT 06" ASIMETRICA (MAT/TRANS/INST)	u	2.00	50.93	101.86
61	VALVULA COMPUERTA 06" (MAT/TRANS/INST)	u	1.00	426.89	426.89
62	UNION GIBAULT 04" ASIMETRICA (MAT/TRANS/INST)	u	2.00	50.93	101.86
64	VALVULA COMPUERTA 04" (MAT/TRANS/INST)	u	1.00	214.57	214.57
65	UNION GIBAULT 08" ASIMETRICA (MAT/TRANS/INST)	u	2.00	65.48	130.96
67	VALVULA COMPUERTA 08" (MAT/TRANS/INST)	u	1.00	850.40	850.40
68	PUERTA DE MALLA	u	1.00	141.56	141.56
69	CODO 90° PVC E/C 200mm (MAT/TRANS/INST)	u	3.00	15.82	47.46
					105132.674
	RED DE DISTRIBUCION				
36	REPLANTEO Y NIVELACION	m	1,000.00	1.16	1160.00
70	EXCAVACION ZANJA A MANO H=0.00-2.75m (EN TIERRA)	m3	6,284.03	5.22	32802.64
72	TUBERIA PVC ROSCABLE 1/2" (PROVISION E INSTALACION)	m	269.45	4.48	1207.14
73	TUBERIA PVC ROSCABLE 3/4" (PROVISION E INSTALACION)	m	1,709.91	3.23	5523.01
24	TUBERIA PVC U/E 0.80Mpa 050mm (MAT/TRANS/INST)	m	1,350.27	4.43	5981.70
76	TUBERIA PVC U/E 0.63Mpa 063mm (MAT/TRANS/INST)	m	747.37	4.58	3422.95
75	TUBERIA PVC U/E 0.63Mpa 075mm (MAT/TRANS/INST)	m	607.45	5.23	3176.96
17	TUBERIA PVC U/E 0.80Mpa 090mm (MAT/TRANS)	m	1,904.08	7.02	13366.64
39	TUBERIA PVC U/E 0.80Mpa 110mm (MAT/TRANS)	m	930.86	8.20	7633.05
79	TUBERIA PVC U/E 0.80Mpa 140mm (MAT/TRANS)	m	537.00	8.77	4709.49
53	RELLENO COMPACTADO (MATERIAL DE EXCAVACION)	m3	4,833.60	3.64	17594.30
80	VALVULA COMPUERTA 04" (MAT/TRANS/INST)	u	1.00	214.57	214.57
81	VALVULA COMPUERTA 03" (MAT/TRANS/INST)	u	3.00	170.77	512.31
82	VALVULA COMPUERTA 02" (MAT/TRANS/INST)	u	1.00	133.30	133.30
89	TEE PVC 063mm (MAT/TRANS/INST)	u	1.00	7.56	7.56
90	TEE PVC 090mm (MAT/TRANS/INST)	u	3.00	12.12	36.36
91	TEE PVC 110mm (MAT/TRANS/INST)	u	2.00	14.58	29.16
96	TEE PVC 110mm (MAT/TRANS/INST)	u	3.00	17.30	51.90
92	COLLARIN DE SALIDA AG 06" X 1/2" (MAT/TRANS/INST/EXC/RELL.COMP)	u	5.00	20.26	101.30
93	COLLARIN DE SALIDA AG 04" X 1/2" (MAT/TRANS/INST/EXC/RELL.COMP)	u	7.00	12.50	87.50
94	COLLARIN DE SALIDA AG 03" X 1/2" (MAT/TRANS/INST/EXC/RELL.COMP)	u	25.00	10.94	273.50
95	COLLARIN DE SALIDA AG 02" X 1/2" (MAT/TRANS/INST/EXC/RELL.COMP)	u	2.00	9.46	18.92
100	UNION GIBAULT 04" ASIMETRICA (MAT/TRANS/INST)	u	2.00	37.22	74.44
102	UNION GIBAULT 03" ASIMETRICA (MAT/TRANS/INST)	u	4.00	31.39	125.56
105	UNION GIBAULT 02" ASIMETRICA (MAT/TRANS/INST)	u	2.00	24.10	48.20
106	REDUCCION PVC E/C 90*63mm (MAT/TRANS/INST)	u	3.00	5.93	17.79
107	REDUCCION PVC E/C 110*90mm (MAT/TRANS/INST)	u	1.00	6.68	6.68
109	REDUCCION PVC E/C 90*25mm (MAT/TRANS/INST)	u	1.00	5.40	5.40
108	CAJA DE REVISION 60*60*60 CM	u	115.00	40.93	4706.95
					103029.28
	PASOS ELEVADOS				
110	EXCAVACION A MANO CIMIENTOS Y PLINTOS	m3	41.00	5.17	211.97
111	HORMIGON SIMPLE REPLANTILLO f'c=180KG/CM2	m3	0.50	154.09	77.05
112	HORMIGON CICLOPEO 40% PIEDRA (f'c=180 KG/CM2)	m3	33.00	83.7	2762.10
113	HORMIGON SIMPLE f'c=210kg/cm2	m3	14.60	160.26	2339.80
114	ACERO REFUERZO fy=4200 kg/cm2 (SUMINISTRO, CORTE Y COLOCADO)	kg	3,578.05	1.85	6619.39
115	MORDAZA D=3/8" (MAT/TRANS/INST)	u	300.00	4.48	1344.00
116	GUARDACABLE 5/8" (MAT/TRANS/INST)	u	60.00	13.67	820.20
117	CABLE ACERO D=3/8" CON ALMA ACERO (MAT/TRANS/INST)	m	250.00	6.08	1520.00
118	CADENA DE ACERO 1/4" (MAT/TRANS/INST)	u	10.00	2.46	24.60
120	TUBERIA HG 4" (PROVISION E INSTALACION)	m	100.00	28.4	2840.00
121	UNION DRESSER 04" CON ARNESES (MAT/TRANS/INST)	u	40.00	62.38	2495.20
122	TEMPLADORES 1" ORQUILLA - ORQUILLA (MAT/TRANS/INST)	u	10.00	36.46	364.60
					21418.90
		TOTAL:			**265791.93**

3.2.1.12 CRONOGRAMA VALORADO DEL PROYECTO

GOBIERNO AUTONOMO DESCENTRALIZADO DE COTOPAXI
PROYECTO DE RIEGO PARA LA COMUNA SALAMALAG CENTRO
CRONOGRAMA GENERAL VALORADO DE TRABAJOS

No	DESCRIPCION DE LOS TRABAJOS	MONTO USD	PERIODOS EN DOS SEMANAS									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	CAPTACIONES TIPO CAUCASIANA	17,103.72	5370	4276	4276	3182						
2	CONDUCCION CAP. ALMAYDA TINGO - TR-1	1,516.32		1516								
3	CONDUCCION CAP. ACHUPALLA HUAYCO TR-1	1,201.69			1202							
4	TANQUE RECOLECTOR TR-1	718.00			718							
5	CONDUCCION TANQUE RECOLECTOR TR-1 - TANQUE RESERVORIO	15,671.34				3500	6500	5671				
6	TANQUE RESERVORIO	105085.21				10478	26271	26271	42064			
7	REDES DE DISTRIBUCION	103,029.28						15500	24500	30500	24000	8529
8	PASOS ELEVADOS	21,418.90							5355	10000	5000	1064
8	MEDIDAS DE MITIGACION	7,162.49	716	716	716	716	716	716	716	716	716	716
	TOTALES PARCIALES	**272,906.95**	6,086.25	6,508.50	6,911.87	17,876.11	33,487.25	48,158.89	72,635.18	41,216.25	29,716.25	10,309.70
	PORCENTAJE %		2.23	2.38	2.53	6.55	12.27	17.65	26.62	15.10	10.89	3.78
	TOTALES ACUMULADOS		6,086.25	12,594.75	19,506.62	37,382.73	70,869.98	119,028.87	191,664.05	232,880.30	262,596.55	**272,906.25**
	PORCENTAJE %		2.23	4.62	7.15	13.70	25.97	43.62	70.23	85.33	96.22	100.00

Tabla 96: Cronograma Valorado del Proyecto.
Fuente: Autores.


CURVA DE INVERSION DEL PROYECTO
120.00
100.00
80.00
60.00
40.00
20.00
0.00
PORCENTAJE ACUMULADO DE AVANCE DE OBRA
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
PERIODO EN SEMANAS

3.2.1.13 Plazo de Ejecución

El plazo referencial para la construcción de los sistemas: Captaciones, Conducciones, Reserva y Redes de distribución, se estima en 5 meses. El detalle de la programación se presenta en el anexo No3.2.

3.2.1.14 Análisis Económico

- La vida útil del proyecto se estima en 30 años; la estimación de egresos prevista para el proyecto, consta en el presupuesto de la obra civil de cada uno.

- El presupuesto de la obra civil del sistema, fue desagregado en mano de obra calificada, mano de obra no calificada, componente nacional e importado, a fin de llevar los rubros financieros a costos de factores económicos.

- Los costos de operación y mantenimiento, tanto del personal como de los materiales para operación y mantenimiento del sistema. Ver cuadros de Costos de Operación y Mantenimiento en el anexo No3.2

- Los costos de operación, administración y mantenimiento se calcula en términos de dólares americanos, en ellos se incluyen los costos originados por el pago de sueldos al personal directamente contratado por la junta administradora y los costos por insumos y materiales que se debe realizar para el mantenimiento del sistema de riego a GRAVEDAD.

- Para efecto de análisis y evaluación económica, todos los rubros antes señalados de inversión: obra civil, fiscalización y auditoría se tradujeron a costos, bajo el siguiente procedimiento:

- El presupuesto de la obra civil fue desagregado en mano de obra calificada, mano de obra no calificada, componente nacional e importado y combustible, a fin de llevar los rubros financieros a costos de factores económicos.

- Las cantidades así obtenidas se ha aplicado los pertinentes factores de conversión a precios de eficiencia.

- Los costos de operación y mantenimiento, en la determinación del flujo, se proyectan conforme la producción de litros segundo en función de la demanda.

En el correspondiente Anexo 3.2 referente a este capítulo, se adjunta las respectivas matrices de cálculo y la documentación de respaldo de los cálculos económicos.

3.2.1.15 Estimación de Beneficios

Se han identificado los siguientes beneficios: mejoramiento de la calidad de vida, incremento de las tierras productivas y contribución al aumento de la esperanza de vida. Los beneficios valorables son: aumento de la producción agraria, fuerza laboral e incremento en la actividad ganadera.

CONCEPTO	A(Ha)
Area Actual de Cosecha	52.41
Area Incremento	69.01
Area Total Regable	***121.42***

Venta Total Promedio	Rendimiento qq / Ha	Precio Promedio en Campo (USD)	Monto (USD)
	332	14.5	***584515.9***

Mano de Obra Global	Areas de Produccion Total (Ha)	Cuadrilla Tipo Hectarea	Remuneracion (USD)	Monto (USD)
	121.42	4	10	***4856.8***

Costo Total Promedio	Costo de Alimento para Ganado (Rechazo de Seda Verde)	Numero de Ganado	Monto / Mes (USD)
	6.5	80	***520.0***

Perdidas de la Cosecha por Sequias	***10%***
Desempleo	***30%***
Meses de Sequia para Ganado	***4***

Tabla: Costos de Beneficios

Fuente: Autores.

AÑO	AHORROS			
	PERDIDAS COSECHAS	PERDIDAS DESEMPLEO	PERDIDAS POR SEQUIAS GANADO	TOTAL BENEFICIOS
2010	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2011	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2012	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2013	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2014	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2015	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2016	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2017	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2018	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2019	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2020	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2021	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2022	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2023	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2024	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2025	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2026	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2027	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2028	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2029	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2030	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2031	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2032	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2033	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2034	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2035	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2036	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2037	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2038	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2039	58451.6	2914.1	2080	63445.7
2040	58451.6	2914.1	2080	63445.7

Tabla: Beneficios Anuales de Ahorros

Fuente: Autores.

3.2.1.16 Estimación de Costos de Operación y Mantenimiento

Se han identificado los siguientes costos de operación y mantenimiento: personal, herramientas, materiales y equipos. Por lo tanto se presenta a continuación un resumen de los costos del sistema.

Los costos económicos para la evaluación del proyecto son los siguientes:

(a) Los costos de inversión, que se determinaron para los diferentes componentes del proyecto (según las etapas de ejecución y construcción de las obras civiles. Estos costos corresponden a la alternativa seleccionada y están ajustados a precios de eficiencia (ver anexo adjunto).

(b) Los costos de administración, operación y mantenimiento del sistema se calcularon para la vida útil del proyecto y están ajustados a precios de eficiencia.

RESUMEN DE LOS COSTOS OPERATIVOS PARA EL PRIMER AÑO DE OPERACIÓN

COMPONENTES	VALOR ($)	
Personal	6240.00	Costo cubierto por la Junta Parroquial con Partida JPC-1Operadores (No incluido en Calculo)
Herramientas	119.99	
Materiales	394.30	
Equipos	375.00	
Depreciación anual	8858.15	
TOTAL COSTOS	**15987.44**	

DETERMINACIÓN DE LOS COSTOS ANUALES DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

PARA EL PRIMER ANO	
TOTAL ANUAL	15987.44
TOTAL ANUAL SIN DEPRECIA	889.29

3.2.1.17 Estimación de la tarifa por tasa de servicio

En la estimación de la tarifa por servicio que permita cubrir los costos de operación y mantenimiento anual, se determinó los costos a precios de mercado por la vida útil del proyecto distribuido para la demanda expresada en términos de m^3 de consumo, con lo cual se obtuvo la tasa mencionada anteriormente.

Los beneficios totales, se obtuvo de multiplicar 1 centavo de dólar por el volumen de consumo anual (número de parcelas servidas) a valores actual neto, para determinar el valor total de los beneficios año.

n	Año	Costo con Depreciacion	Costo sin Depreciacion
0	**2010**	**15987.44**	**889.29**
1	2011	18714.66	1040.99
2	2012	21907.11	1218.57
3	2013	25644.14	1426.44
4	2014	30018.65	1669.77
5	2015	35139.39	1954.60
6	2016	41133.65	2288.03
7	2017	48150.45	2678.33
8	2018	56364.21	3135.22
9	2019	65979.11	3670.04
10	2020	77234.18	4296.10
20	2030	373112.85	20754.14
21	2031	436760.42	24294.49
22	2032	511265.33	28438.77
23	2033	598479.68	33290.01
24	2034	700571.52	38968.80
25	2035	820078.72	45616.30
26	2036	959972.09	53397.77
27	2037	1123729.22	62506.65
28	2038	1315420.91	73169.36
29	2039	1539812.38	85650.98
30	2040	1802481.73	100261.78

COSTO DE REGADIO DEL METRO CÚBICO DEL SISTEMA DE RIEGO

n	Año	Volumen ocupado (m^3)	Costo con depreciacion	Costo sin depreciacion
0	**2010**	4038113.8	0.004	0.0002
1	2011	4038113.8	0.005	0.0003
2	2012	4038113.8	0.01	0.0003
3	2013	4038113.8	0.01	0.0004
4	2014	4038113.8	0.01	0.0004
5	2015	4038113.8	0.01	0.0005
6	2016	4038113.8	0.01	0.001
7	2017	4038113.8	0.01	0.001
8	2018	4038113.8	0.01	0.001
9	2019	4038113.8	0.02	0.001
10	2020	4038113.8	0.02	0.001
11	2021	4038113.8	0.02	0.001
12	2022	4038113.8	0.03	0.001
13	2023	4038113.8	0.03	0.002
14	2024	4038113.8	0.04	0.002
15	2025	4038113.8	0.04	0.002
16	2026	4038113.8	0.05	0.003
17	2027	4038113.8	0.06	0.003
18	2028	4038113.8	0.07	0.004
19	2029	4038113.8	0.08	0.004
20	2030	4038113.8	0.09	0.005
21	2031	4038113.8	0.11	0.006
22	2032	4038113.8	0.13	0.007
23	2033	4038113.8	0.15	0.008
24	2034	4038113.8	0.17	0.010
25	2035	4038113.8	0.20	0.011
26	2036	4038113.8	0.24	0.013
27	2037	4038113.8	0.28	0.015
28	2038	4038113.8	0.33	0.018
29	2039	4038113.8	0.38	0.021
30	2040	4038113.8	0.45	0.025

3.3 EVALUACIÓN ECONÓMICA - FINANCIERA

3.3.1 EVALUACIÓN ECONÓMICA

Metodología utilizada

- Con el presupuesto referencial, el proyecto contiene todas las obras planteadas en el estudio, basado en la implementación del servicio de riego, se efectuó una comparación entre los beneficios y costos que la ejecución del proyecto implicaría.
- La estimación de egresos prevista para el año 2012, para la construcción del sistema constan en los anexos adjuntos.

- Para la aplicación del presente método se utilizó información de varios análisis estadísticos, económicos y demográficos, provenientes de los estudios:

- Estudios de oferta y demanda del servicio

- Estudio demográfico.

- Determinación de beneficios

3.3.1.1 Determinación de la TIR (Evaluación Económica)

Para obtener los resultados de la evaluación económica, se utilizaron los indicadores convencionales de tasa interna de retorno económica (TIR) y valor actual neto económico (VAN), obteniéndose un VANE de USD $ 72655.40 y un TIR del 18.38% anual.

Por lo tanto, los resultados obtenidos permiten definir al proyecto como rentable desde el punto de vista económico.

3.3.1.2 Estudio de Sensibilidad

La sensibilidad de los indicadores de rentabilidad económica ante variaciones porcentuales de ± 10 Y 30 de los beneficios, costos económicos e inversión presentan valores que todavía permiten recomendar la ejecución del proyecto como se puede ver a continuación.

DISMINUCIÓN	BENEFICIOS
10%	59.48
30%	55.60

Fuente: Autores.
Tabla No97: Sensibilidad del TIR

DISMINUCIÓN	BENEFICIOS
10%	697071.66
30%	636228.48

Fuente: Autores.
Tabla No98: Sensibilidad del VAN

Del cuadro de sensibilidad del TIR, se observa que con un incremento de la inversión en un 10% y 30%, particular que puede suceder por efecto de la inflación, la tasa interna de retorno se mantiene en el límite de rentabilidad económica a una tasa del 12% como costo económico de oportunidad del capital.

3.4 EVALUACION FINANCIERA

3.4.1 Metodología utilizada

Para la evaluación financiera se utilizó el método del costo-beneficio, mediante la comparación entre los beneficios y costos de inversión, operación y mantenimiento que la ejecución del proyecto implicaría.

- El presupuesto de la obra civil de la alternativa seleccionada fue desagregado en mano de obra calificada, mano de obra no calificada, componente nacional e importado, a fin de obtener los rubros a precios de mercado.

- Los costos de operación y mantenimiento, tanto del personal como de los materiales nacionales e importados y combustible están de acuerdo a las cantidades mínimas necesarias para la operación y mantenimiento del sistema de agua potable

- Los costos de operación, administración y mantenimiento se calcula en términos de dólares americanos, en ellos se incluyen los costos originados por el pago de sueldos al personal directamente contratado por la administración municipal y los costos por insumos y materiales que se debe realizar para el tratamiento de potabilización.

3.4.1.1 Determinación de la TIR (Evaluación Financiera)

Para obtener los resultados de la evaluación financiera se utilizaron los indicadores convencionales de tasa interna de retorno financiera (TIR) y valor actual neto financiero (VAN), obteniéndose un VAN de USD $ 18635.98 y un TIR del 15.01% anual a precios mercado. Por lo tanto, los resultados obtenidos permiten definir al proyecto como rentable también desde el punto de vista financiero.

3.4.1.2 Tarifa por Metro Cúbico de Agua

La tarifa por metro cúbico de agua es de 1 centavo de dólares, en la cual se consideró los costos de operación y mantenimiento del sistema. En el correspondiente anexo No 3.2 referente a este capítulo se adjunta las respectivas matrices de cálculo y la documentación de respaldo de los cálculos económicos.

F A S E II: DISEÑOS DEFINITIVOS

3.5 ESPECIFICACIONES TECNICAS

3.5.1 INTRODUCCION

La elaboración de estas Especificaciones Técnicas se enmarca dentro del Programa de Desarrollo Comunitario impulsado por la Universidad Politécnica Salesiana, y tiene por objeto ser el documento que permita al I. Municipio de Saquisilí convocar a constructores y consultores individuales para que presenten sus ofertas para la Licitación de construcción y para el Concurso Público para fiscalización respectivamente y, en general, para controlar la ejecución de la construcción del sistema de riego de la Comuna Salamalag Centro de la parroquia Cochapamba.

Los oferentes deberán leer cuidadosamente estas especificaciones, a fin de que sus ofertas cumplan satisfactoriamente las mismas, tanto en lo que se refiere a la capacidad técnica para ejecutar los trabajos como por las características de los materiales y equipos que debe suministrar el contratista. Cualquier cambio de las especificaciones constituye una excepción y debe indicarse en forma detallada.

3.5.2 ALCANCE

Estas especificaciones cubren las técnicas de construcción así como la calidad y requerimientos de los materiales que deberá observar y proporcionar el contratista, para la ejecución de la construcción del sistema de riego de la comuna Salamalag Centro de la parroquia Cochapamba.

3.5.3 GENERALIDADES

El Contratista, con aprobación del Fiscalizador, elegirá un lugar adecuado para su instalación en obra, debiendo entregar dentro de 15 días, contados a partir de la firma del contrato, la lista de todas las instalaciones que creyera necesarias para la realización de la obra, indicando su implantación en planos detallados. El contratista será el encargado de proporcionar las instalaciones adecuadas.

Todos los equipos, materiales y artefactos incorporados en la obra deberán ser nuevos. Todos los trabajos requeridos deberán efectuarse por técnicos y obreros entrenados en su oficio y de acuerdo a la práctica, en lo que a mano de obra se refiere, para optimizar los rendimientos.

Cuando se cuenten con normas y especificaciones de instituciones locales, como el INEN, deberán satisfacerse las exigencias mínimas de esas normas o reglamentaciones. Caso contrario todos los materiales deberán satisfacer normas y

reglamentaciones internacionales reconocidas o que se usen de referencia (ISO, ASTM, ASHTO, ASSHO, ANSI, AWWA, EEQ, IEC, NEC). Las últimas ediciones de normas que se mencionen en los documentos forman parte de estas especificaciones.

El contratista deberá realizara a su costo, todos los ensayos y pruebas descritas en estas especificaciones en lo que tiene que ver principalmente a hormigones y suelos, y deberá informar los resultados por escrito al Fiscalizador para su aprobación o control adicional.

El contratista está obligado a realizar a base de los planos, presentados en los documentos de licitación, los respectivos planos de taller, que serán elaborados antes de la iniciación de los respectivos trabajos, para cada una de las obras que constan en la presente licitación.

3.5.3.1 Seguridad en la Obra

Será responsabilidad del contratista el preservar las propiedades públicas y particulares situadas fuera de los límites de la construcción y proteger de daños a los bienes públicos y particulares de cualquier naturaleza, que se encuentren con derecho dentro o en las cercanías del proyecto. Y cualquier servicio particular, público o privado, que pase a través del emplazamiento fuera afectado por las obras, el contratista proveerá un servicio alternativo satisfactorio en perfecto estado de operación a satisfacción del propietario del servicio y del Fiscalizador, antes de cortar el servicio existente.

El Contratista deberá suministrar, elegir y mantener en los sitios del emplazamiento, en las entradas o donde sean requeridas por el Fiscalizador y la Dirección Provincial de Tránsito, todas las señales, barreras o marcas, necesarias para la seguridad de los usuarios de las vías públicas. El dimensionamiento y contenido de tales señales, deberán ser aprobados por el Fiscalizador.

Durante todo el tiempo de ejecución de la obra, el contratista deberá ofrecer condiciones razonables de seguridad y comodidad a los usuarios y moradores. Deberá mantenerse acceso adecuado a las propiedades adyacentes a la obra, así como a los caminos públicos que intersecta el proyecto.

Hasta la recepción definitiva de la obra, el contratista deberá tomar las precauciones necesarias para garantizar la seguridad de todas las personas que tienen derecho a estar presente en la obra o pasar por la misma, especialmente empleados del contratista y del Fiscalizador.

Todos los equipos y maquinarias deberán llevar las advertencias y los dispositivos de seguridad provistos o recomendados por los fabricantes.

3.5.3.2 Niveles de Construcción

El contratista al inicio de la construcción, deberá reponer en el terreno existente, por una sola vez, los ejes del proyecto, debidamente referenciado. El contratista deberá suministrar y colocar todas las estacas y puntos de control de construcción que él requiera.

El contratista será el único responsable de la precisión de las líneas y cotas de los varios elementos de la obra. El contratista deberá notificar al Fiscalizador cualquier error o discrepancia aparente que él encuentre en levantamientos previos, en planos y otros documentos, para su corrección o interpretación, antes de proceder al trabajo pertinente.

3.5.3.3 Periodo de Prueba

Es obligación del contratista mantener y conservar en buenas condiciones la obra durante el período de construcción hasta la recepción definitiva. Deberá dedicar todo el equipo, personal y materiales necesarios para conservar las obras en buen estado.

Durante el período de prueba, el contratista deberá corregir, complementar o reemplazar, por su cuenta cualquier falla, parte inconclusa o defectuosa de la obra que, a juicio del Fiscalizador, se deba a deficiencias u omisiones en la construcción efectuada.

3.5.4 ESPECIFICACIONES GENERALES DE CONSTRUCCION

3.5.4.1 Campamentos.

3.5.4.1.1 Definición.

Constituyen las construcciones provisionales y anexos que el Constructor deberá realizar con el fin de proporcionar alojamiento y comodidades para el desarrollo de las actividades del personal técnico, administrativo y de trabajadores en general.

3.5.4.1.2 Especificaciones.

El Constructor construirá por su cuenta las edificaciones provisionales que necesite para sus oficinas, para uso de la Fiscalización, para el alojamiento de sus empleados y trabajadores, para bodegas de materiales, las cuales serán de su propiedad. Estas construcciones deberán asegurar condiciones de seguridad, comodidad e higiene.

El campamento deberá disponer de un local adecuado, dotado de medicinas, muebles y útiles indispensables y personal idóneo, para que oportunamente y de manera eficaz, presten los primeros auxilios en caso de accidentes, de conformidad a las estipulaciones del IESS.

La localización del campamento y de los planos de construcción se someterá a la aprobación de la Fiscalización y el Constructor acatará las modificaciones que la Fiscalización juzgue necesarias.

El campamento deberá estar dotado con agua potable y red de canalización, procurándose que la descarga de esta última no se realice en lugares inadecuados que eventualmente puedan transformarse en focos de contaminación.

3.5.4.2 Replanteos.

3.5.4.2.1 Definición.

Replanteo es la ubicación de un proyecto en el terreno, en base a las indicaciones de los planos respectivos, como paso previo a la construcción.

3.5.4.2.2 Especificaciones

Todos los trabajos de replanteo deben ser realizados con aparatos de precisión, tales como teodolitos, niveles, cintas métricas, etc. y por personal técnico capacitado y experimentado. Se deberá colocar mojones de hormigón perfectamente identificados, con la cota y abscisa correspondiente.

3.5.4.2.3 Medición y Pago.

El replanteo se lo pagará por Ha. en caso de áreas o por km en caso de longitudes (conducciones o ramales abiertos).

3.5.4.3 Facilidades de Transito

3.5.4.3.1 Definición.

Son el conjunto de acciones necesarias para interferir en el menor grado posible con el tránsito de peatones, animales o vehículos, mientras dure la realización de los trabajos.

3.5.4.3.2 Especificaciones

Se procurará mantener abierto el tránsito, por lo menos la mitad de la calle o camino y en sitios donde el tránsito lo exija se deberá efectuar los trabajos con la celeridad necesaria.

Se debe comenzar y terminar un trabajo en un área, antes de comenzar en otra. Las posibles soluciones se pondrán en conocimiento de las autoridades y con su aprobación se seguirá la obra de acuerdo a su programación.

3.5.4.4 Mantenimiento, Protección y Reposición de Servicios e Instalaciones.

3.5.4.4.1 Definición.

Son el conjunto de acciones que tiene que realizar el constructor, para no interferir ni perturbar la propiedad pública o privada, los servicios de teléfonos, canales de irrigación, control de inundaciones, líneas de postes, sistemas de alumbrado, alambres o cables, estructuras o cualquier otra instalación, debiendo ser protegidas contra cualquier daño, mantenidas en buenas condiciones y reparadas en caso de ser afectadas.

3.5.4.4.2 Especificaciones.

Para proceder al mantenimiento o reposición de servicios e instalaciones, se contará con la autorización de los dueños y de la Fiscalización. El constructor será responsable de todos los trabajos y por tanto de las reparaciones o reposiciones se realizarán a su costo y cuenta. Su responsabilidad no terminará cuando el daños se produzca después de concluidos los trabajos se produzcan a consecuencia de los mismos.

El constructor, antes de comenzar los trabajos se asegurará a través de registros, planos, etc. sobre la existencia, localización y propiedad de las instalaciones, inclusive las construidas después del diseño; ningún error u omisión que exista en los planos, relevará al constructor de su responsabilidad de proteger, mantener y reponer las tuberías, alambres, conductos, postes, estructuras, etc.

El constructor no interferirá las alcantarillas, conexiones domiciliarias, drenajes de aguas lluvias, canales o conexiones de las mismas, mientras no haya obtenido la aprobación de la Fiscalización.

El constructor instalará temporalmente tuberías y o canales de tamaño adecuado, para evacuar las aguas servidas, las aguas lluvias o de drenaje procedente de cualquier trabajo. Las alcantarillas o conexiones interferidas serán conectadas inmediatamente a estas tuberías o canales temporales.

Todos los ductos de cables de fuerza eléctrica, teléfonos u otra comunicación, tuberías principales de agua, líneas de postes, alambres y cables de alta tensión o de comunicaciones, serán mantenidos en forma continua por el constructor, hasta que las instalaciones permanentes se hayan concluido y se encuentren listas para el uso.

En el caso de que el constructor interfiera, desconecte o dañe cualquiera de las instalaciones, antes de que se haya hecho el correspondiente arreglo con el propietario de la misma, el constructor asumirá la responsabilidad para restituir el servicio con la aprobación del propietario y de la Fiscalización.

3.5.4.5 Caminos Provisionales

3.5.4.5.1 Definición.

Son aquellas vías de acceso que el constructor construya como auxiliares de las vías existentes, para trasladar a los sitios de trabajo al personal, equipo y material que requiera emplear para la ejecución de los trabajos.

3.5.4.5.2 Especificaciones

El constructor construirá los caminos provisionales que se indiquen en los planos y que sean objeto del contrato si es que existieran.

Los caminos que construya el constructor para facilitar su ingreso al sitio de trabajo, serán de exclusiva responsabilidad del mismo, debiendo cumplirse con las órdenes del contratante tendientes a aprovechar, hasta donde sea posible, estas vías para la construcción posterior de caminos.

Cada uno de los caminos provisionales, serán mantenidos por el constructor, mientras se requiera para los trabajos objeto del contrato.

El personal del contratante tendrá derecho a usar todas las vías que haya construido el contratista, y de la misma manera, podrán transitar por ellas otros constructores y terceras personas en general, siempre y cuando no entorpezcan las operaciones del constructor.

El constructor colocará en puntos adecuados las señales necesarias para indicar los accesos a los diversos lugares de la obra objeto del contrato. En dichas señales se deberá indicar claramente y con pintura durable el sitio o parte de la obra a la que conduce esa vía de acceso.

3.5.4.5.3 Medición y Pago.

En aquellos casos en los cuales por el volumen de la obra, el constructor tenga que construir vías que simplemente faciliten sus operaciones en general, se sujetarán a lo dispuesto en estas especificaciones, pero no tendrá derecho al pago de las mismas.

3.5.4.6 Desbroce y Limpieza

3.5.4.6.1 Definición.

Este trabajo consistirá en efectuar alguna, algunas o todas las operaciones siguientes: cortar, desenraizar, quemar y retirar de los sitios de construcción los árboles, arbustos, hierbas o cualquier vegetación comprendida dentro del derecho de vía, las áreas de construcción y los bancos de préstamos indicados en los planos o que ordene desbrozar el Ingeniero Supervisor de la Obra.

3.5.4.6.2 Especificaciones

En las zonas indicadas en los planos o señaladas por el Fiscalizador se eliminarán todos los arbustos, troncos, cercas vivas, matorrales y cualquier otra vegetación, además de tocones y hojarasca; también se incluye la remoción de las capas de tierra vegetal hasta la profundidad indicada en los planos o por el Fiscalizador, así como la disposición en forma satisfactoria al Fiscalizador de todo el material proveniente de la operación de desbroce y limpieza.

Este trabajo se extenderá a todas las zonas de préstamo, canteras y minas dentro de las zonas del emplazamiento y las afueras del mismo, que estén señaladas en los planos o por el Fiscalizador como fuentes opcionales de materiales de construcción.

No se permitirá el depósito de residuos y escombros en áreas donde sean visibles desde la obra terminada, excepto que se los entierre o esconda de tal manera que no se altere el paisaje. Tampoco se permitirá que se quemen los materiales removidos.

Todos estos trabajos deberán realizarse en forma tal que no se afecten la vegetación, construcciones, edificaciones, servicios públicos, etc., que se encuentren en las áreas laterales colindantes.

3.5.4.6.3 Medición y Pago.

El desbroce se medirá tomado como unidad la hectárea con aproximación de dos decimales.

No se estimará para fines de pago el desbroce que efectúe el constructor fuera de las áreas de desbroce que se indique en el proyecto, salvo las que por escrito ordene el Ingeniero supervisor de Obra.

Si la quema de material "no aprovechable" no pudo ser efectuada en forma inmediata al desbroce por razones no imputables al constructor, se computará un avance del 90% del desbroce efectuado. Cuando se haga la quema y se termine los trabajos de desbroce, se estimará el 10% remanente.

3.5.4.7 Remoción y Reposición de Estructuras y Obstáculos Misceláneos

3.5.4.7.1 Definición.

Este rubro consiste en la remoción de estructuras y obstáculos misceláneos como postes, cercas y guardacaminos; y también el relleno de zanjas, hoyos y fosas resultantes, además de la disposición de los materiales removidos.

3.5.4.7.2 Especificaciones.

Se deberán conservar las estructuras existentes que se encuentren en servicio, evitando todo daño, o deformación parcial o total. Puentes, alcantarillas y otras estructuras de drenaje en uso no serán removidas hasta que se hayan hecho arreglos satisfactorios.

Los residuos de todos los materiales considerados por el Fiscalizador como no recuperables o aprovechables deberán ser transportados por el contratista a sitios de depósitos señalados en los planos o aprobados por el Fiscalizador.

Utilizando los materiales recuperados y almacenados se deberán reinstalar o reconstruir tuberías, alcantarillas y otros sistemas de drenaje, cercas, guardacaminos, red eléctrica o telefónica y cualquier otra instalación miscelánea.

En caso de encontrarse en la obra, ruinas u otros objetos de valor histórico o arqueológico, deberá suspenderse los trabajos hasta que el fiscalizador adopte las acciones correspondientes y ordene su reiniciación.

3.5.4.7.3 Medición y Pago.

La remoción y reposición de obstáculos misceláneos se medirá tomado como unidad el metro cuadrado con aproximación de un decimal. No se considerarán los trabajos hechos fuera del proyecto, ni la remoción de derrumbes originados por causas imputables al contratista.

3.5.4.8 Excavación

3.5.4.8.1 Definición.

Se entiende por excavaciones, en general, el remover y quitar la tierra u otros materiales con el fin de conformar espacios para alojar mampostería, hormigones y otras obras.

3.5.4.8.2 Especificaciones.

En este rubro se trata de toda clase de excavaciones que no sean las de zanjas para alojar tuberías de agua potable y alcantarillado, tales como excavaciones para canales y drenes, estructuras diversas, cimentación en general.

Las excavaciones se realizarán de acuerdo a los datos del proyecto, excepto cuando se encuentren inconvenientes imprevistos que tienen que ser superados de conformidad con el criterio de la Fiscalización.

El trabajo final de las excavaciones se realizará con la menor anticipación posible a construcción de la mampostería, hormigón o estructura, con el fin de evitar que el terreno se debilite o altere por la intemperie.

En ningún caso se excavará tan profundo que la tierra del plano de asiento sea aflojada o removida. El último material a excavar será removido a pico y pala en una profundidad de 0.50m dando la forma definitiva del diseño.

Cuando a juicio de la Fiscalización el terreno en el fondo o plano de fundación tenga poca resistencia o sea inestable, se realizará sobre excavaciones hasta hallar suelo resistente o se buscará una solución adecuada.

Cuando se realice sobre excavación, se rellenará hasta el nivel requerido utilizando tierra, material granular u otro material aprobado por la Fiscalización; la compactación se realizará con un adecuado contenido de agua, en capas que no excedan de 15 centímetros de espesor y con el empleo de un compactador mecánico.

Los materiales, producto de la excavación, se colocarán temporalmente a los lados de las excavaciones, pero en tal forma que no dificulten la realización de los trabajos.
Se entenderá por excavación en conglomerado y roca, cuando los materiales no puedan ser aflojados por los métodos ordinarios en uso, tales como pico, pala o máquinas excavadoras y para removerlos se hace indispensable explosivos, martillos mecánicos, cuña y otros análogos.

Si la roca se encuentra en pedazos, sólo se considerará como tal aquellos fragmentos cuyo volumen sea mayor de 200 dm^3.

Cuando se extraigan fragmentos de rocas o de mampostería que en sitio formen parte de macizos que no tengan que ser extraídos totalmente para erigir las estructuras, los pedazos que se excaven dentro de los límites presumidos serán considerados como roca, aunque su volumen sea menor de 200 dm^3.

Cuando el fondo de la excavación, o plano de fundación, tenga roca se excavará hasta una altura conveniente y se colocará un replantillo de conformidad con el criterio de la Fiscalización.

En las excavaciones con presencia de agua, cualquiera que sea su procedencia, el Constructor tomará las debidas precauciones y protecciones para asegurar la realización de los trabajos.

Para la colocación de las mamposterías de hormigón no habrá agua en las excavaciones hasta después que hayan fraguado los morteros y los hormigones, para lo cual se usará cualquier método de desalojo como canales provisionales, drenes, bombeo, etc.

El contratista deberá notificar con suficiente anticipación el inicio de una excavación, a fin de que se puedan tomar datos del terreno original, para determinar la cantidad de obra realizada.

Será de responsabilidad del contratista el proveer, a su costo, cualquier apuntalamiento, arrostramiento y otros dispositivos, para apoyar los taludes de excavación, para poder construir con seguridad las cimentaciones y otras obras especificadas. No se medirá para su pago, ninguna excavación adicional que el contratista efectúe solamente para acomodar tales dispositivos de apoyo.

El contratista deberá utilizar el entibamiento provisional adecuado, incluyendo forros cuando sea necesario para sostener los costados de excavaciones profundas. Este entibamiento temporal lo quitará el contratista antes de colar el revestimiento de concreto. Todo el costo de suministro, montaje y desmantelamiento provisional se incluirán en los precios unitarios de excavación. Todo el sistema de entibamiento provisional será responsabilidad exclusiva del contratista.

El material, al nivel aprobado para la base de una cimentación directa, se lo limpiará y labrará hasta obtener una superficie firme y que sea horizontal o escalonada de acuerdo a los planos. Cualquier grieta en un lecho de cimentación será limpiada y llenada con lechada de cemento, conforme ordene el Fiscalizador y a costo del contratista.

En la excavación para estructuras, cuando el lecho para la cimentación resulte ser de material inadecuado, según lo mostrado en los planos o a pedido del Fiscalizador, se realizará la profundización de la excavación hasta conseguir una base de cimentación aceptable. Esta excavación adicional se rellenará con material de relleno para estructuras, compactado por capas de 15 cm de espesor o con hormigón de clase especificada, conforme indique el Fiscalizador.

3.5.4.8.3 Medición y Pago.

Las excavaciones se medirán en m3 con aproximación de un decimal, determinándose los volúmenes en obra según el proyecto. No se considerarán las excavaciones hechas fuera del proyecto, ni la remoción de derrumbes originados por causas imputables al contratista.

Se tomarán en cuanta la sobre excavación cuando éstas sean debidamente aprobadas por el Ingeniero Supervisor.

3.5.4.8.4 Conceptos de Trabajo.

Excavación en tierra en seco
Excavación en conglomerado en seco
Excavación en roca en seco
Excavación en tierra con agua
Excavación en conglomerado con agua
Excavación en roca con agua

3.5.4.9 Relleno

3.5.4.9.1 Definición.

El relleno es el conjunto de operaciones necesarias para llenar, hasta completar, las secciones que fije el proyecto, los vacíos existentes entre las estructuras y las secciones de las excavaciones hechas para alojarlas, o bien entre las estructuras y el terreno natural.

3.5.4.9.2 Especificaciones.

Los rellenos serán realizados según el proyecto con tierra, grava, arena y cascajo o enrocamiento respectivamente. El material podrá ser producto de las excavaciones efectuadas para alojar la estructura, de otra parte de las obras, o bien de bancos de préstamos, procurándose que el material excavado en la propia estructura, sea utilizado para el relleno.

Previamente a la construcción del relleno, el terreno estará libre de escombros y de todo material que no sea adecuado.

El material utilizado para la conformación de rellenos, estará libre de troncos, ramas, etc., y de toda materia orgánica. La Fiscalización aprobará el material que se empleará en el relleno, ya sea que provenga de las excavaciones o de explotación de bancos de préstamos.

La formación de rellenos de tierra u otro material se sujetará, según el tipo de relleno, a estas especificaciones

<u>Relleno sin compactar</u>

Es el depósito del material con su humedad natural, sin compactación alguna, salvo la que se produce su propio peso.

Esta operación podrá ser ejecutada indistintamente a mano o con el uso de equipo mecánico, cuando el empleo de éste no dañe la estructura.

<u>Relleno compactado:</u> Es el que se forma colocando capas horizontales, no mayores de 15cm con la humedad óptima que requiera el material de acuerdo con la prueba Proctor. Cada capa será compactada uniformemente mediante el empleo de pisones de mano o neumáticos hasta obtener la máxima compactación (95%).

Los rellenos deberán tener taludes laterales con pendientes de 1,0 (H) y 2,0 (V), y de una ancho de por lo menos dos (2) metros, material de lastre o grava gruesa perfectamente compactada, además, el talud debe llevar un revestimiento de mortero de cemento de por lo menos 5 cm de espesor, para evitar efectos erosivos de viento y lluvia.

Relleno de estructuras. Una vez terminada la estructura, la zanja deberá llenarse por capas con material de relleno seleccionado y, de no señalarse en los planos, con material de relleno permeable. El material seleccionado tendrá un índice plástico menor a 6 y cumplirá las siguientes exigencias en cuanto a su granulometría:

Tamaño del Tamiz	Porcentaje que pasa
3" (75,0 mm)	100
No 4 (4,75 mm)	35 - 100
No 30 (0,60 mm)	25 - 100

Tabla No99: Granulometría para el Material de Relleno de Estructuras
Fuente: Autores.

El material de relleno se colocará a ambos lados y a lo largo de las estructuras en capas horizontales de espesor no mayor a 20 cm. Cada capa será humedecida y oreada para alcanzar el contenido óptimo de humedad y luego compactada con apisonadores mecánicos aprobados por el Fiscalizador, hasta que se logre la densidad requerida; no se permitirá la compactación mediante inundación o chorros de agua.

No se deberá depositar material de relleno contra los estribos o muros de sostenimiento u otras estructuras de hormigón, hasta que éste haya desarrollado una resistencia de al menos 200 Kg/cm2. Se deberá tener especial cuidado en efectuar el relleno de tal manera que se evite la acuñadora del material contra la estructura.

El material de relleno permeable por lo general se utilizará para rellenar la parte posterior y contigua a los muros de ala o de defensa y a los muros de sostenimiento, de acuerdo a lo indicado en los planos.

El material permeable consistirá de grava natural, grava o piedra triturada, arena natural de trituración, o una combinación adecuada de éstas, que deberá componerse de acuerdo a los siguientes requerimientos de granulometría:

Tamaño del Tamiz	Porcentaje que pasa
2" (50,0 mm)	100
No 50 (0,300 mm)	0 - 100
No 100 (0,150 mm)	0 - 8
No 200 (0,075 mm)	0 - 4

Tabla 100: Granulometría para el Material de Relleno
Fuente: Autores.

3.5.4.9.3 Medición y Pago

La formación de relleno se medirá tomando como unidad el m3 con aproximación de un decimal. Al efecto se determinará directamente en la estructura el volumen de los diversos materiales colocados, de acuerdo con las especificaciones respectivas y las secciones del proyecto.

No se estimará para fines de pago los rellenos hechos por el constructor fuera de las líneas del proyecto, ni los rellenos hechos para ocupar sobre excavaciones imputables al Constructor.
La medición y pago de los rellenos hechos por el constructor con el material producto de las excavaciones de estructuras se hará de la siguiente forma.

a. El constructor no tendrá derecho a ninguna compensación adicional a la señalada para los conceptos (EXCAVACIONES), salvo la que se indica en apartado d. de esta misma especificación, cuando simultáneamente se aproveche el material común producto de las mismas para la formación de rellenos sin compactar. Cuando el producto de la excavación sea roca fija que se aproveche para la formación de enrocados, la maniobra adicional que se requiere para seleccionar y colocar el material a mano, se pagará al constructor de acuerdo con el conceptuado trabajo Relleno de enrocamiento semi-acomodado a mano, con material producto de excavaciones o bancos de almacenamiento con acarreo libre de 20 metros.

b. Cuando el material producto de la excavación se utilice simultáneamente a ella para la formación de rellenos compactados dentro de la zona de construcción, dicho trabajo se estimará y pagará al Constructor de acuerdo con el concepto de trabajo Relleno de estructuras, compactado con pisón de mano o neumático, formado con materiales producto de la excavación de estructuras.

c. El trabajo de formación de relleno con material producto de excavaciones de estructuras que hayan sido depositados para su posterior utilización dentro de la construcción, en bancos de almacenamiento, será estimado y pagado al Constructor de acuerdo con los conceptos de trabajo Relleno de estructuras sin compactar, formado con material producto de excavaciones depositadas en bancos de almacenamiento con acarreo libre de 20 m., los que incluyen la extracción de material de banco de almacenamiento, su colocación en forma señalada para el concepto de trabajo correspondiente y el acarreo libre de dicho material.

d. Adicionalmente a todos los conceptos enunciados anteriormente, se estimará y pagará al constructor el sobre acarreo del material de excavación utilizado en la formación de rellenos fuera de la zona de construcción, cuando esto sea necesario por condiciones de proyecto, de acuerdo con las estipulaciones del Contrato.

El trabajo de formación de rellenos con material de bancos de préstamos le será estimado y pagado al Constructor de acuerdo con los conceptos de trabajo, los que incluyen las compensaciones correspondientes a la extracción del material del banco de préstamo, su carga a bordo del equipo de transporte, el acarreo libre señalado, la descarga del material en el sitio de su utilización y las operaciones necesarias para colocarlos de acuerdo con el concepto de trabajo respectivo.

3.5.4.10 Excavación de Préstamo

3.5.4.10.1 Definición.

La excavación de préstamo consistirá en la excavación, acarreo e incorporación en la obra de material apto para la construcción de terraplenes y rellenos, cuando no se pueda obtener la cantidad suficiente de material de excavación dentro de los límites fijados para la plataforma, canales, zanjas y estructuras.

3.5.4.10.2 Especificaciones.

Será obligación del contratista el dejar a las zonas de préstamo, una vez explotadas, debidamente conformadas y emparejadas para que tengan un buen aspecto.

Material de préstamo local. Este material se obtendrá de zonas de préstamo localizadas dentro de la zona de la planta.

Material de préstamo importado. Este material se obtendrá de aquellas zonas de préstamo localizadas fuera del área de la planta, cuya ubicación será responsabilidad del contratista, salvo que en los planos o disposiciones especiales se las indique como fuentes designadas de préstamo.

Cuando las fuentes no sean designadas, el contratista deberá hacer todos los arreglos necesarios para obtener el material de préstamo y pagar todos los costos involucrados, inclusive el costo de construir y mantener cualquier camino de acceso que sea requerido.

Se anticipará la apertura de fuentes de material de préstamo importado, para que el seccionamiento inicial de la zona pueda llevarse a cabo oportunamente y el material a utilizarse pueda ser ensayado.

3.5.4.10.3 Medición y forma de Pago.

La unidad de medida será el metro cubico con aproximación de un decimal. La determinación del volumen se hará utilizando el método de promedio de áreas extremas en estaciones de 20 metros, o las que se requieran según la configuración del terreno.

Cuando el terraplén haya sigo construido en su totalidad con material producto del banco de préstamos, se estimará para fines de pago los volúmenes comprendidos entre la superficie del terreno natural y la sección de los terraplenes construidos según el proyecto y/o las órdenes del Ingeniero Supervisor.

No se estimará para fines de pago los volúmenes de terraplén o relleno construidos fuera de las indicaciones del proyecto y/o las órdenes del Ingeniero Supervisor de Obra.

El acarreo de material del banco de préstamos a distancias mayores que el acarreo libre, le será estimado y liquidado al constructor por separado de acuerdo a los términos del contrato.

3.5.4.11 Ensayos y Tolerancia para Compactación de Suelos

3.5.4.11.1 Especificaciones.

Para el control de la compactación de suelos de cimentación, suelos a nivel de subrasante y más abajo en corte, de cada capa de suelo que se utilice en rellenos o en la construcción de terraplenes, el Fiscalizador determinará para cada tipo de suelo distinto, la densidad máxima de laboratorio, de acuerdo al método de ensayo AASHO T-180.

Los ensayos de granulometría, límites Atterberg, valor soporte (CBR) y cualquier otro que fuera especificado en las disposiciones especiales, se efectuará de acuerdo a los procedimientos vigentes del AASHO o ASTM, excepto cuando en los casos especiales se estipule otro método.

El control de la densidad en la obra será llevado por el Fiscalizador de acuerdo a los siguientes métodos:

a) Método del cono y arena, según AASHO 191-61.

b) Método volumétrico, según AASHO 2.5-64.

Normalmente se efectuarán los ensayos de compactación de acuerdo al siguiente criterio general:

a) Cada 50 m^3 de relleno o terraplén colocado, o cada 50 m lineales como promedio en cada capa colocada, a excepción de la subrasante.

b) Un promedio de cada 50 m lineales para la capa de subrasante en terraplenes y rellenos, y cada 50 m lineales para la subrasante en corte y para los suelos de cimentación por debajo de terraplenes cuya altura sea menor de 2 metros.

Los taludes de corte terminados, no deberán variar del plano especificado en más de 15 cm en tierra o más de 50 cm en roca, medidos en forma perpendicular al plano del talud. Los contra taludes con inclinación de 4:1 o más tendidos, no deberán variar del plano especificado en más de 6 cm.

Los taludes de terraplenes terminados, no deberán variar del plano especificado en más de 15 cm, hasta una altura de 1 m de la rasante; más abajo de esa altura los taludes no deberán variar de lo especificado en más de 25 cm en tierra o 50 cm en rellenos construidos con piedras o pedazos grandes de roca.

La cota de cualquier punto del lecho de una cuneta lateral o tuberías de desagüe, no deberá variar de la cota establecida en los planos o por el Fiscalizador, en más de 5 cm. En todo caso la pendiente del lecho deberá ser tal que permite el desagüe sin estancamiento de agua.

3.5.4.12 Formación de Terraplenes

3.5.4.12.1 Definición.

El trabajo consiste en efectuar todas las operaciones necesarias para construir sobre el terreno los terraplenes que se requieran, según el proyecto y/o las órdenes del Ingeniero Supervisor de Obra, con lo materiales producto de las excavaciones, zanjas, canales o drenes.

3.5.4.12.2 Especificaciones.

No podrá iniciarse el movimiento de tierras en ningún sector de los emplazamientos, mientras las operaciones de desbroce y limpieza no hayan sido concluidas en forma satisfactoria para la Fiscalización.

Los trabajos de movimiento de tierras consistirán en la excavación, transporte, desecho, colocación, manipuleo, humedecimiento y compactación del material necesario a remover en zonas de corte y a colocar en zonas de relleno para lograr la construcción de la obra básica y estructuras de drenaje, y todo otro trabajo que sea requerido.

Todo el material aprovechable de las excavaciones será utilizado en la construcción de terraplenes y otros rellenos.

La construcción de terraplenes se realizará por medio de la colocación de materiales aprobados sin vegetación provenientes de los cortes y de ser requerido de las zonas de préstamo: se formarán capas de aproximadamente 20 cm de espesor en suelo suelto, cada capa será humedecida u oreada para lograr el contenido de humedad óptimo y luego emparejada, conformada y compactada, antes de la colocación de la capa siguiente.

Cuando lo señalen los planos o lo juzgue necesario el Fiscalizador, la capa superior de 15 cm de espesor del suelo existente por debajo de un terraplén, deberá compactarse con la misma exigencia requerida para el material a colocarse en el terraplén.
Antes de la construcción del terraplén, deberán estar concluidas todas las obras de drenaje señaladas en los planos, excepto cuando se estipule lo contrario.

El equipo de acarreo y distribución recorrerá sobre toda la superficie de la capa para no formar huellas de recorrido continuo y para evitar la compactación irregular de la capa.
El contratista será responsable por la estabilidad de todos los terraplenes construidos hasta la recepción definitiva de la obra.

3.5.4.12.3 Forma de Pago.

La conformación de terraplenes se mediará tomando como unidad el metro cúbico, con aproximación de un decimal. La determinación del volumen se hará utilizando el método de promedio de áreas próximas en estaciones de 20 metros, o las que se requieran según la configuración del terreno.

Cuando el terraplén haya sido construido en su totalidad con material producto de un banco de préstamos, se estimará para fines de pago los volúmenes comprendidos entre la superficie del terreno natural y la sección de los terraplenes construidos según el proyecto y/o las órdenes del Ingeniero Supervisor de Obra.

No se estimará para fines de pago los volúmenes de terraplén construidos fuera de las indicaciones del proyecto y/o las órdenes del Ingeniero Supervisor de Obra.

El acarreo del material del banco de préstamos a distancias mayores que el acarreo libre, le será estimado y liquidado al constructor por separado, de acuerdo a los términos del contrato.

El suministro y transporte del agua necesaria para dar la humedad óptima que requieran los terraplenes para su compactación, serán suministrados sin costo adicional por el constructor, salvo el caso que el contrato estipule lo contrario.

3.5.4.13 Ensayos y Tolerancia para Compactación De Suelos

3.5.4.13.1 Especificaciones.

Para el control de la compactación de suelos de cimentación, suelos a nivel de subrasante y más abajo en corte, y de cada capa de suelo que se utilice en rellenos o en la construcción de terraplenes, el Fiscalizador determinará para cada tipo de suelo distinto, la densidad máxima de laboratorio, de acuerdo al método de ensayo AASHO T-180, método D

Los ensayos de granulometría, límites Atterberg, valor soporte (CBR) y cualquier otro que fuera especificado en las disposiciones especiales, se efectuará de acuerdo a los procedimientos vigentes del AASHO o ASTM, excepto cuando en los casos especiales se estipule otro método.

El control de la densidad en la obra será llevado por el Fiscalizador de acuerdo a los siguientes métodos:

a) Método del cono y arena, según AASHO 191-61.

b) Método volumétrico, según AASHO 2.5-64.

Normalmente se efectuarán los ensayos de compactación de acuerdo al siguiente criterio general:

a) Cada 50 m^3 de relleno o terraplén colocado, o cada 50 m lineales como promedio en cada capa colocada, a excepción de la subrasante.

b) Un promedio de cada 50 m lineales para la capa de subrasante en terraplenes y rellenos, y cada 50 m lineales para la subrasante en corte y para los suelos de cimentación por debajo de terraplenes cuya altura sea menor de 2 metros.

Los taludes de corte terminados, no deberán variar del plano especificado en más de 15 cm en tierra o más de 50 cm en roca, medidos en forma perpendicular al plano del talud. Los contra taludes con inclinación de 4:1 o más tendidos, no deberán variar del plano especificado en más de 6 cm.

Los taludes de terraplenes terminados, no deberán variar del plano especificado en más de 15 cm, hasta una altura de 1 m de la rasante; más abajo de esa altura los taludes no deberán variar de lo especificado en más de 25 cm en tierra o 50 cm en rellenos construidos con piedras o pedazos grandes de roca.

3.5.4.13.2 Forma de pago

Los ensayos de compactación de suelos se entenderán que van involucrados dentro del rubro relleno compactado.

3.5.4.14 Hormigones

3.5.4.14.1 Definición.

Se entiende por hormigón al producto endurecido resultante de la mezcla adecuada de cemento Portland según la Especificación ASTM-C 150, por agregados fino y grueso, agua y aditivos aprobados por la Fiscalización.

3.5.4.14.2 Tipos de Hormigones.

Hormigón Ciclópeo.

Es el hormigón simple, al que se añade hasta 40% de en volumen de piedra, de preferencia angular de tamaño variable entre 10 y 25 centímetros de diámetro. El hormigón ciclópeo tiene una resistencia a los 28 días de 150 Kg/cm^2.

Para construir se coloca primeramente una capa de hormigón simple de 15 cm. de espesor, sobre la cual se coloca a mano una capa de piedra, sobre esta otra capa de hormigón simple de 15 cm. y así sucesivamente. Se tendrá cuidado para que las piedras no estén en ningún momento a distancias menores de 5 cm. entre ellas y los bordes de las estructuras. La dosificación de hormigón varía de acuerdo a las necesidades:

a. De dosificación 1:3:6 y que es utilizado regularmente en muros de sostenimiento de gran volumen, cimentaciones de mayor espesor y otros.

b. De dosificación 1:2:4 y que es utilizada regularmente en obras hidráulicas y estructuras voluminosas resistentes.

Hormigón Simple

Es el hormigón en el que se utiliza ripio de hasta 5 cm. de diámetro y desde luego tiene todos los componentes de hormigón.

La dosificación del hormigón varía de acuerdo a las necesidades.

a. Hormigón simple de dosificación 1:3:6, cuya resistencia a los 28 días es de 140 Kg/cm^2 y es utilizado regularmente en construcción de muros de hormigón de mayor espesor, pavimentos, cimientos de edificios, pisos y anclajes de tubería.

b. Hormigón simple dosificación 1:2:4, cuya resistencia a los 28 días es 210 Kg/cm2. y es utilizado regularmente en construcción de muros no voluminosos y obras de hormigón armado en general.

c. Hormigón simple de dosificación 1:1,5:4, y que es utilizado regularmente en estructuras hidráulicas sujetas a la erosión del agua y estructuras especiales.

Hormigón Armado.

Es el hormigón simple al que se añade hierro de refuerzo de acuerdo a requerimientos propios de cada estructura.

3.5.4.14.3 Fabricación del Hormigón

Generalidades. El constructor deberá disponer de un equipo principal de dosificación de mezclado, en óptimas condiciones de funcionamiento, de tal manera de alcanzar un esfuerzo mínimo de rotura a los 28 días de f'c = 210 Kg/cm2.

Agregados. Para los diferentes tamaños, se podrá utilizar un dispositivo de pesaje individual o acumulativo. En los compartimientos, los agregados deberán tener un contenido uniforme de humedad. No se permitirá uso de agregado fino, cuyo contenido de humedad sea mayor al 8 por ciento.

Cemento. La dosificación del cemento se la hará al peso, automática y separadamente de los otros ingredientes. No se permitirá el pesaje acumulativo con los agregados. Un sistema de vibración deberá asegurar la descarga completa del cemento de la revolvedora.

Agua. Se la dosificará al peso o al volumen. Una instrumentación adecuada deberá permitir su medición, según los requerimientos en cada mezcla.

Aditivos. El equipo de dosificación deberá corresponder a las recomendaciones de los fabricantes de aditivos. Poseerá un sistema de medida de dosificación que permitirá variar la cantidad de descarga, según convenga.

El hormigón consistirá de cemento, agregados clasificados, y agua debidamente mezclada. El hormigón de cada mezcla deberá satisfacer el requisito de resistencia de 28 días, de acuerdo a la Tabla 101.

A menos de que fuere necesario y una vez aprobado por el Fiscalizador, se utilizará cemento distinto al ordinario Tipo I.

Las proporciones mostradas en la tabla son solamente guías; las proporciones precisas serán decididas por los resultados de las mezclas de prueba hecha con el cemento, agregados y agua a ser usados en las obras. Los contenidos de cemento serán los mínimos permitidos.

3.5.4.14.4 Dosificación

Generalidades. La dosificación podrá ser cambiada cuando fuere conveniente, para mantener la calidad de hormigón requerido en las distintas estructuras o para afrontar las diferentes condiciones que se encuentren durante la construcción.

3.5.4.14.5 Especificaciones

Proporción de las mezclas y ensayos. La resistencia requerida de los hormigones se ensayará en muestras cilíndricas de 13,5 cm (6") de diámetro por 30,5 cm (12") de alto, de acuerdo con las recomendaciones y requisitos de las especificaciones ASTM C-172, C-192, C-39. Los resultados de los ensayos a compresión, a los 7 y 28 días, deberán ser iguales a las resistencias especificadas; y, no más del 10% de los resultados de por lo menos 20 ensayos (4 cilindros por cada ensayo; 1 se ensayará a los 7 días y los 3 restantes a los 28 días), deberán tener valores inferiores al promedio.

Las mezclas frescas de hormigón deberán ser uniformes, homogéneas y estables, no expuestas a segregación y que garanticen la estabilidad y durabilidad de las estructuras. Su uniformidad puede ser controlada según la especificación ASTM C-39. Su consistencia será definida por el Fiscalizador, y será controlada en campo por el método Factor de Compactación de ACI, o por los ensayos de asentamiento, según ASTM C-143.

Todos los ensayos que permitan ejercer el control de calidad de las mezclas de concreto, deberán ser efectuados por el Fiscalizador, inmediatamente después de la descarga de las revolvedoras. El envío de los cuatro cilindros para cada ensayo se hará en caja de madera.

Relación agua/cemento. Será determinada por las mezclas de prueba; en ningún caso la relación agua/cemento usada en las obras, excederá en un 10% de la determinada en las pruebas.

CLASE DE CONCRETO		PROPORCIONES NOMINALES POR VALOR	TAMAÑO MAXIMO DEL A-GREGADO	CONTENIDO MINIMO DE CEMENTO	RESISTENCIA MINIMA A LOS 28 DIAS
SIMPLE	ARMADO		mm	kg/m³	kg/cm²
A	AA	1:1,5:3	20	330	210
B	BB	1:2:4	20	280	180
C	CC	1:2,5:5	20	220	140
E		1:3:6	40	160	---

Tabla 101: Características de los Hormigones
Fuente: Autores.

El hormigón preparado en el emplazamiento deberá ser mezclado en equipos del tipo de bacheo de fabricación aprobada.

Los mecanismos de pesado y dispersión de agua deberán ser mantenidos en buen funcionamiento. Su exactitud deberá ser verificada.

Las mezcladoras que han estado fuera de uso por más de 30 minutos, deberán ser completamente limpiadas antes de que cualquier hormigón fresco sea mezclado.

El hormigón preparado fuera del emplazamiento deberá cumplir con todos los requerimientos del hormigón mezclado en el emplazamiento.

El hormigón será cargado en camiones mezcladores y deberá estar compactado y en su posición final dentro de las dos horas posteriores a la mezcla cemento con los agregados.

Cuando se use hormigón mezclado en camión, el agua será añadida bajo supervisión ya sea en el emplazamiento, o en la planta central de mezclado, pero bajo ninguna circunstancia se deberá añadir agua durante el transporte.

3.5.4.14.6 Tratamientos Previos a la Colocación del Hormigón

Generalidades. Para la colocación del hormigón, el constructor solicitará la autorización del Fiscalizador por lo menos con 24 horas de anticipación. No se ejecutará ningún vaciado sin previa inspección y aprobación del Fiscalizador, de los encofrados y los elementos embebidos según los planos y estas especificaciones, así como del método a usarse para la colocación.

Se evitará el vaciado de hormigones sobre superficies inundadas, a menos que se disponga de equipos adecuados y de la autorización por escrito del Fiscalizador. No se permitirá el vaciado sobre agua corriente y tampoco la acción de está, mientras el endurecimiento del hormigón no garantice su comportamiento eficiente.

Superficies de fundación. Antes de colocar un hormigón sobre la superficie de fundación, está deberá estar exenta de agua estancada, lodos, aceite o residuos de cualquier material y cubierta de una capa de replantillo de hormigón simple clase C (f'c = 140 Kg/cm^2) de por lo menos 7,5 cm de espesor.

Superficies de Construcción. Toda superficie sobre la cual se va a colocar hormigón o mortero fresco, incluyendo aquellas de hormigón ya endurecido (juntas de construcción), deberá ser rugosa, previamente limpiada, humedecida y exenta de todo material suelto indeseable. Si la superficie de contacto con el hormigón presentare alguna zona defectuosa o contaminada, ésta deberá ser completamente removida.

Para el proceso de limpieza se podrá utilizar cualquier método conocido por el Fiscalizador, como por ejemplo entre otros: picado, chorro de agua y aire a alta presión, chorros de arena húmeda a alta presión, etc. Inmediatamente antes de la colocación de hormigón, la zona de contacto será preparada cuidadosamente; se la deberá lavar, cubrir de una pasta de cemento, y por último con una capa de mortero de aproximadamente 1 cm de espesor, cuyas características serán iguales a las del hormigón a colocarse excluido el agregado grueso.

3.5.4.14.7 Colocación del Hormigón

No se colocará el hormigón mientras los encofrados de obra falsa, no hayan sido revisados y de ser necesario, corregidos, y mientras todo el acero de refuerzo no esté completo, limpio y debidamente colocado en su sitio.

Temperatura del hormigón. Durante la colocación, la temperatura del hormigón no deberá ser mayor de 21 grados centígrados ni menor de 5 grados centígrados.

Colocación (vaciado). Para la ejecución y control de los trabajos, se podrá utilizar las recomendaciones del ACI-59 o las especificaciones del ASTM. El contratista deberá notificar al Fiscalizador el momento en que se realizará el vaciado del hormigón fresco, de acuerdo con el plan y equipos ya aprobados. Todo el proceso de vaciado, a menos que se justifique para algún caso específico, se realizará bajo la presencia del Fiscalizador. En caso de interrupción en el proceso de vaciado continuo, el contratista procurará que esta se produzca fuera de la zona crítica de la estructura, o en su defecto procederá a la formación inmediata de una junta de construcción técnicamente diseñada o ejecutada, según los requerimientos del caso. Para la colocación de una misma clase de hormigón, se usarán los métodos y equipos más convenientes.

El hormigón será compactado al máximo practicable de densidad, libre de acumulamientos de agregado grueso o aire entrampado y óptimamente acomodado a las formas del encofrado y de los elementos embebidos.

El equipo de compactación, su operación y utilización estarán sujetos a la aprobación del Fiscalizador. Los vibradores pueden ser de tipo eléctrico o neumático, electromagnético o mecánico, de inmersión o de superficie, etc.

Vibradores de inmersión. Su cabeza vibratoria será de 10 cm o más; su frecuencia de operación mínima será de 6.000 rpm; si es menor de 10 cm su frecuencia no será menor de 7.000 rpm.

El hormigón será transportado y colocado de modo que no ocurra contaminación, segregación o pérdida de los materiales constituyentes.

No se colocará hormigón fresco sobre otro que haya estado en posición por más de 30 minutos, a menos que se forme una junta de construcción.

El hormigón será depositado en capas horizontales de espesor uniforme, compactando cada capa antes de colocar la otra. El espesor de la capa no excederá de los 450 mm cuando sean utilizados vibradores internos.

El hormigón no será vaciado desde una altura que exceda los 1,50 m; en caso de alturas mayores, se deberá utilizar pasarelas o toboganes y deberán colocarse de tal forma que se evite la segregación de los materiales.

Inmediatamente terminada la compactación, y durante los 7 días siguientes, el hormigón deberá ser protegido contra efectos dañinos, incluyendo lluvia, cambios rápidos de temperatura, resecado y radiación directa de la luz solar. Los métodos de protección usados deberán ser aprobados.

3.5.4.15 Material para Sellado de Juntas

3.5.4.15.1 Especificaciones.

El compuesto de sellado, para juntas vaciadas, deberá consistir de un compuesto de plástico y betún vaciado en caliente, que cumpla con los requerimientos de AASHTO M-173-60 y ASTM D 1190-64.

El compuesto de sellado para juntas, aplicado en frío, para unir piezas de hormigón prevaciado, deberá consistir de un compuesto masilloso de bitumen para relleno, de calidad aprobada y adecuada para aplicarse con llama o pistola. El compuesto deberá tener buena adhesión y propiedades elásticas.

3.5.4.16 Curado del Hormigón

Generalidades. El contratista deberá contar con los medios necesarios para efectuar control de humedad, temperatura, curado, etc. del hormigón, especialmente durante los primeros días después del vaciado, a fin de garantizar un normal desarrollo del proceso de hidratación del cemento y de la resistencia del hormigón.

3.5.4.16.1 Especificaciones.

El curado del hormigón podrá ser efectuado siguiendo las recomendaciones del comité 612 del ACI. De manera general podrán utilizarse los siguientes métodos: esparcir agua sobre la superficie endurecida, utilizar mantas impermeables de papel o plástico que reúnan las condiciones de las especificaciones ASTM C-161, emplear compuestos líquidos que formen una membrana sobre la superficie del hormigón y que satisfaga las especificaciones ASTM C-309, recubrir las superficies con capas de arena que se mantengan humedecidas.

Curado con agua. Los hormigones curados con agua deberán ser mantenidos húmedos durante el tiempo mínimo de 14 días. El curado comenzará tan pronto como el hormigón haya endurecido para prevenir cualquier daño que pudiera ocasionar el humedecimiento de su superficie y, continuamente hasta completar el tiempo especificado de curado o hasta que sea cubierto de hormigón fresco.

El hormigón se mantendrá húmedo, recubriéndolo con algún material saturado en agua o por un sistema de tubos perforados, rociadores mecánicos, mangueras porosas o cualquier otro método que mantenga húmeda la superficie continuamente. Los encofrados que estuvieran en contacto con el hormigón fresco también deberán ser mantenidos húmedos.

La protección para superficies terminadas, permanentemente expuestas a la vista, o superficies de pavimento de hormigón, no deberá ser aplicada directamente a la superficie hasta que el hormigón se haya endurecido lo suficiente para resistir las marcas. El contratista deberá proveer todos los soportes necesarios para mantener libre la superficie del hormigón donde se requiera de la protección establecida.

3.5.4.17 Acabado del Hormigón.

3.5.4.17.1 Especificaciones.

Para superficies que están permanentemente expuestas a la vista, las formaletas serán cubiertas con planchas gruesas, con bordes cuadrados dispuestos en un patrón uniforme. Alternativamente, madera contrachapada o paneles de metal podrán ser utilizados si están libres de defectos que puedan restar la apariencia general de la superficie terminada. Las juntas entre tablas y paneles serán horizontales y verticales, a menos que fuere indicado de otra manera. Este acabado deberá ser de tal forma, que no requiera rellenado general de huecos en la superficie, peor protuberancias. Decoloración de la superficie y otros defectos menores serán remediados por métodos aprobados.

Todas las aristas expuestas serán chaflanadas y deberán ser de 25 mm x 25 mm, a menos que se muestre de otra manera en los planos. Si cualquier porción de las caras se considera insatisfactoria al remover el encofrado, deberá ser eliminada sin dilación y corregida como fuere necesario. Ningún empañetado en las superficies de hormigón será permitido.

Hoyos de clavos, huecos pequeños, y porosidades menores de la superficie, podrán ser llenadas mediante pulimento con cemento y mortero de arena de la misma riqueza del hormigón. El tratamiento será hecho inmediatamente después de la remoción del encofrado.

3.5.4.18 Prueba de Hormigón y Control de Calidad

3.5.4.18.1 Especificaciones.

Laboratorios. Todos los ensayos que el Fiscalizador juzgue necesario para efectuar un control de los trabajos con hormigones, serán realizados por la Fiscalización en los laboratorios aprobados por el INEN y correrán a cargo del contratista. Las disposiciones para dicho control serán las especificaciones de la ASTM, partes 9 y 10 y los estándares ACI, partes I, II, III.

Los resultados del laboratorio deberán ser considerados como definitivos y constituirán evidencia suficiente para aprobar o rechazar material o procedimiento de trabajo.

El Fiscalizador decidirá, según convenga, la frecuencia de los ensayos y proporcionará al contratista una copia de todos los resultados obtenidos.

Los cilindros de prueba serán hechos, curados y probados de acuerdo con las normas ASTM C31, C39, C172.

De cada ensayo del diseño del hormigón se realizarán 12 cilindros de prueba, y se establecerá su resistencia, probando 4 cilindros de edad de 3 días, 4 cilindros de 7 días y 4 cilindros de 28 días.

De igual manera, en cada fundición de hormigón colocado, se probarán como mínimo 4 cilindros, 1 de los cuales se probarán a 7 días y 3 a 28 días. El Fiscalizador podrá ordenar la toma de un mayor número de cilindros, según se requiera.

Si los resultados de las pruebas indican que los requerimientos especificados no han sido o no pueden ser cumplidos, se podrá ordenar la interrupción de todo el hormigonado en las obras permanentes hasta tener la certeza de que la acción correcta ha sido tomada para conseguir el cumplimiento de las especificaciones.

El contratista establecerá y mantendrá un control estricto del trabajo con hormigón en el emplazamiento, de manera que las resistencias mínimas especificadas siempre sean obtenidas.

3.5.4.19 Reparación del Hormigón

Toda reparación del hormigón será realizada por gente experimentada, bajo la aprobación y presencia del Fiscalizador y en el lapso de 24 horas, después de quitados los encofrados. Las imperfecciones serán reparadas de tal manera que se produzca la uniformidad, textura y coloración del resto de la superficie, para estar de acuerdo con las especificaciones sobre acabados.

Según los casos, para las reparaciones se podrá utilizar pasta de cemento, mortero, hormigón, incluyendo aditivos tales como ligantes, acelerantes, expansores, colorantes, cemento blanco, etc. Cuando la calidad del hormigón fuere defectuosa, todo el volumen comprometido deberá ser reemplazado a satisfacción del Fiscalizador.

3.5.4.19.1 Medición y Pago.

El hormigón será medido en metros cúbicos con un decimal de aproximación. Determinándose directamente en la obra las cantidades correspondientes.

3.5.4.20 Doblado y Colocación del Acero de Refuerzo

3.5.4.20.1 Definición

Es el conjunto de operadores necesarios para cortar, doblar, formar ganchos y colocar las varillas de acero de refuerzo utilizadas para la formación del hormigón armado.

El Constructor suministrará todo el acero de acuerdo a la cantidad y a la calidad estipulada en los planos. Estos materiales serán nuevos y aprobados por la Fiscalización. El acero usado o instalado por el Constructor sin la respectiva aprobación de la Fiscalización será rechazado, retirado de la obra y reemplazado por el acero adecuado.

3.5.4.20.2 Especificaciones.

Colocación del hierro estructural. El hierro estructural para ser colocado en obra debe estar libre de escamas, grasa, arcilla, oxidación, pintura o cualquier materia extraña que pueda reducir o destruir la adherencia.

Todo hierro estructural una vez colocado en obra, llevará una marca de identificación que concordará con aquellas establecidas en los planos estructurales.

Todo el hierro estructural será de las dimensiones establecidas, doblado en frío, colocado en obra, como se especifica en los planos estructurales. Los estribos u otros hierros que estén interesados con otra armadura, serán debidamente asegurados con alambre galvanizado negro No16 en doble lazo, los extremos del cual serán colocados hacia el cuerpo principal del hormigón a fin de prevenir cualquier desplazamiento.

El límite de fluencia del hierro será fy= 2.800 Kg/cm^2 y fy = 4.200 Kg/cm^2

Todo el hierro estructural será colocado en obra en forma segura y con los elementos necesarios que garanticen su recubrimiento, espaciamiento y ligadura. No se permitirá que contraviniendo las disposiciones establecidas en los planos o en estas especificaciones, la armadura de cualquier elemento sea menor a la especificada.

Toda armadura será aprobada en los encofrados por el Fiscalizador encargado de la estructura, antes de la colocación del hormigón.

En todas las superficies de cimentación y otros miembros estructurales, la armadura tendrá un recubrimiento mínimo de 4 cm.

Cuando sea necesario unir la armadura en otros puntos que los establecidos en los planos, se empleará una longitud mínima de traslape 24 veces al diámetro de la varilla. En tales uniones las varillas estarán en contacto y sujetas con alambre galvanizado. Cuando cualquiera de los calibres sea mayor a 25 mm la unión se hará por medio de suelda eléctrica.

Se debe evitar cualquier unión o empate de la armadura en los puntos de máximo esfuerzo. Las uniones deben tener un empalme suficiente, a fin de transmitir los esfuerzos de corte y adherencia entre varillas.

Toda armadura o características de éstas serán comprobadas con la plantilla de hierros de los planos estructurales correspondientes. Para cualquier reemplazo se consultará con el Fiscalizador.

El refuerzo será doblado a las hormas y dimensiones dadas en el resumen de barras y en una forma que no perjudique al material.

Las barras de refuerzo trabajadas en frío o en caliente, una vez dobladas no serán enderezadas o nuevamente dobladas.

El doblaje en caliente mediante calor al rojo que no exceda 840 ^{o}C podrá ser permitido, excepto para barras cuyo esfuerzo depende en su doblado en frío. Las barras dobladas en caliente no deberán ser enfriadas por remojo.

El refuerzo será colocado y mantenido en la posición mostrada en los planos. Todas las barras intersectadas deberán ser atadas junto con alambre de hierro suave de 1,625 mm de diámetro mínimo. La soldadura de los refuerzos no será permitida sin aprobación previa del Fiscalizador

El acero será colocado en la posición correcta mediante el uso de espaciadores aprobados, soportes, etc.

3.5.4.20.3 Medición y Pago.

No se verterá hormigón antes que la Fiscalización haya inspeccionado, verificado y aprobado la colocación de acero de refuerzo.

Para realizar análisis de la calidad del acero de refuerzo, este será muestreado por el Constructor, siguiendo las normas INEN y bajo la supervisión de la Fiscalización, en la fuente del suministro, en el lugar de distribución o en el sitio de las obras. Si la Fiscalización decide realizar un muestreo en fábrica o en el lugar de distribución, el Constructor notificará por lo menos con 15 días hábiles de anticipación el lugar y la fecha de embarque, a fin de que la Fiscalización tenga tiempo suficiente para realizar el muestreo. La Fiscalización verificará los resultados de los ensayos, sobre muestras escogidas, en un laboratorio de ensayos calificado o autorizado por el INEN.

La cantidad de acero de refuerzo instalado y embebido en el hormigón a satisfacción de la Fiscalización se determinará, en kilogramos. La cantidad de acero colocado se verificará con la planilla de corte estructural.

Los espaciadores, sillas metálicas y otros elementos de refuerzo no representan costo adicional al precio del acero de refuerzo.

La malla de alambre soldada en fábrica y usada como refuerzo, será desdoblada antes de colocarla en posición correcta. Se la asegurará para impedir cualquier movimiento o desplazamiento. El empalme de la malla de refuerzo, se realizará con un traslape mínimo de 20cm.

3.5.4.21 Preparación, Diseño, Construcción y Remoción del Encofrado

3.5.4.21.1 Definición

Se entenderá por encofrados las formas volumétricas que se confeccionan con piezas de madera, metálicas o de otro material resistente para que soporten el vaciado del hormigón, con el fin de amoldarlo a la forma prevista.

3.5.4.21.2 Especificaciones.

Generalidades. Se utilizarán encofrados cuando sea necesario confinar al hormigón y proporcionarle la forma y dimensiones indicadas en los planos, deberá tener suficiente rigidez para mantener su posición y resistir las presiones resultantes del vaciado y vibrado del hormigón. Será sellado para evitar la pérdida del mortero. Las superficies que estén en contacto con el hormigón, deberán encontrarse completamente limpias, libres de toda sustancia que no fuere especificada.

Superficies expuestas. Estarán exentas de bordes agudos y defectos e imperfecciones. Los ángulos interiores de aquellas superficies y lados como en juntas por ejemplo, no requerirán los bordes achaflanados a menos que se indique en los planos.

Materiales acabados. Como material para encofrado se podrá utilizar madera contrachapada, media duela machihembrada cepillada, y lámina o plancha metálica con sistema de sujeción que luego proporcione superficies lisas sin deterioro químico o de coloración.

Sujeción de encofrados. Los tirantes de sujeción embebidos se los dispondrá de tal manera que, al moverse los encofrados, se evite el desconchamiento o despostillamiento de las caras del hormigón. Si estos se produjeren se deberá rellenarlos y separarlos inmediatamente.

El sistema de sujeción y apoyo o cimentación de los encofrados deberá evitar su asentamiento o deformación superior a lo especificado, así como su desplazamiento de las líneas definidas en los planos.

Remoción de los encofrados. Para facilitar la operación de curado y permitir la más pronta reparación de las imperfecciones de las superficies de hormigón, el Fiscalizador autorizará la cuidadosa remoción de los encofrados tan pronto como el hormigón haya alcanzado la resistencia suficiente para soportar el estado de carga inicial y prevenir su desprendimiento; cualquier reparación o tratamiento que se requiera en estas superficies, se las hará inmediatamente; se efectuará el tipo de curado apropiado. El contratista será responsable por el diseño de todo el encofrado. Los encofrados deberán incluir todas las formaletas permanentes o temporales, requeridas para que el hormigón pueda ser vaciado, compactado y que mientras permanezca soportado por las formaletas, se conforme con exactitud a la forma, posición y nivel requerido y a las terminaciones especificadas.

Deberán tomarse las precauciones necesarias para mantener la estabilidad de los encofrados y el ajuste de las juntas durante las operaciones de vibración.

Basuras, desperdicios y agua deberán ser removidos del interior de las formaletas, antes de que el hormigón sea vaciado, a través de las aberturas temporales provistas en los encofrados. Las superficies interiores de las formaletas deberán ser cubiertas con un material aprobado para prevenir adhesión al hormigón; este material que no debe entrar en contacto con los refuerzos.

La preparación de los encofrados deberá ser aprobada antes de que el hormigón sea vaciado. Las formaletas serán removidas sin choque, vibración u otros daños al hormigón. Encofrados de paredes y en general encofrados laterales, se deberán sacar después de 7 días como mínimo y después de haber probado la primera serie de cilindros. Encofrados que soportan el peso del hormigón no se deberán desencofrar antes de 28 días y de haber chequeado la segunda serie de cilindros de prueba.

3.5.4.21.3 Medición y Pago.

Los encofrados se medirán en metros cuadrados con aproximación a un decimal. Al efecto se medirán directamente en su estructura las superficies de hormigón que fueran cubiertas por las formas al tiempo que estuvieran en contacto con los encofrados empleados.

No se medirán para fines de pago las superficies de encofrados empleados para confinar hormigón que debió haber sido vaciado directamente contra la excavación y que requirió el uso de encofrado.

La obra falsa de madera requerida para sustentar los encofrados para la construcción de losas de hormigón, se determinarán en función del volumen de hormigón de la losa y será la que resulte de multiplicar dicho volumen por el precio unitario señalado en el contrato para los conceptos de trabajo correspondiente, y tomando como altura a pagar la altura media de la obra falsa en metros, considerando como metro completo la fracción que resultare.

3.5.4.21.4 Conceptos de trabajo.

La fabricación, colocación y remoción de encofrados para hormigón, y de la obra falsa necesaria, para sustentarlas, se pagarán y liquidarán de acuerdo con algunos de los conceptos de trabajos siguientes:

Suministro, fabricación, colocación y remoción de encofrados de madera para hormigón. Suministro, colocación y remoción de obra falsa de madera hasta 2,5 metros de altura.

Suministro, colocación y remoción de obra falsa por cada metro de altura adicional a los 2,5 metros primeros.

3.5.4.22 Juntas de Construcción

3.5.4.22.1 Definición

Se entenderá, en general, por juntas de construcción, la reunión especial que se realice entre dos elementos de hormigón con el objeto de transmitir y contrarrestar esfuerzos de contracción y dilatación entre dichos elementos a fin de que no se produzcan rajaduras, y evitar también filtraciones en estructuras que estén en contacto con el agua.

3.5.4.22.2 Especificaciones.

Cuando las juntas de construcción no se muestren en los planos, el contratista deberá someter a la aprobación del Fiscalizador, propuestas para la colocación de juntas de construcción, antes de que el vaciado se inicie.

Las juntas en superficies de hormigón expuestas a la vista serán niveladas horizontalmente, o aplomadas verticalmente y serán rectas y continuas, a excepción de cuando fuese expresamente estipulado de otra manera.

La superficie de cualquier junta en el hormigón no podrá ser alterada durante su fraguado inicial, ni tampoco podrá transitarse sobre un hormigón fresco hasta que haya endurecido lo suficiente para poder resistir tránsito sin sufrir detrimento.

Ninguna junta podrá contener algún tipo de llave que no esté expresamente indicada en los planos.

Toda fundición o proceso de hormigonado se hará de manera ininterrumpida hasta una junta previamente planeada o diseñada.

Si por cualquier causa imprevisible, tuviese que suspenderse el hormigonado, el contratista tendrá que consolidar el hormigón mientras esté en su estado plástico, remontándolo con declive uniforme, firme y estable.

Antes de recomenzar el vaciado, la superficie áspera de junta deberá ser limpiada completamente y liberada de mortero suelto, preferiblemente sin remojar y luego tratada con una capa firme, trabajada en la superficie, de morteros de cemento y arena, en el cual la relación de arena-cemento y agua-cemento, no exceda aquella del nuevo hormigón. El contratista tomará precauciones para evitar la segregación del hormigón a lo largo de las juntas, para obtener así una compactación completa.

El contratista prestará atención particular para asegurar que todas las juntas movibles estén protegidas de materiales extraños.

Las dos caras del hormigón, en junta de deslizamiento, deberán ser planas y lisas. Una plancha rígida para envasado y otros medios adecuados serán utilizados para asegurar que el tope de la plancha inferior del hormigón sea tan liso como fuere posible. La superficie deberá ser terminada con una protección de acero y después de su colocación inicial, lijada con carburante.

El contratista proveerá, para aprobación, detalles de los tipos y hechuras de los rellenadores de juntas sellantes, compuestas de sellado para juntas y otros materiales apropiados. Estos materiales deberán ser usados de acuerdo con las recomendaciones del fabricante.

3.5.4.22.3 Medición y Pago.

Las juntas de construcción se medirán en metros lineales con aproximación de un decimal. Determinándose la cantidad directamente en obra y en base a lo determinado en el proyecto y las órdenes del Ingeniero Supervisor, efectuándose el pago de acuerdo a los precios unitarios del Contrato.

3.5.4.23 Mampostería

3.5.4.23.1 Definición

Mampostería, es la unión de mampuestos por medio de morteros. Los mampuestos son bloques de forma y tamaños regulares y pueden ser piedras, ladrillos y bloques.

3.5.4.23.2 Mampostería de Ladrillo o Bloque.

Mampostería de ladrillo (38 x 18 x 7 cm): aplicable a muros de plantas arquitectónicas acotadas a 20 cm. Mampostería de bloque hueco (40 x 20 x 10): aplicable a muros de plantas arquitectónicas acotadas a 10 cm.

Se asentarán los ladrillos y bloques con su dimensión longitudinal perpendicular al eje del muro. Las piezas se colocarán humedecidas, en hiladas continuas, con sus juntas verticales alternadas.

Los ladrillos y bloques se asentarán sobre un tendel de mortero con una mezcla de una parte de cemento portland y seis partes de arena (1:6), generalmente es de mayor espesor que el que se desee usar en las demás juntas horizontales, normalmente entre 10 y 15 mm.

No se aceptará la obra si hay desviaciones superiores a 20 mm respecto al total del muro, en cuanto a su alineamiento controlado por replanteo, en cada muro. No se aceptarán variaciones superiores a 2 mm por metro en la horizontalidad de las hiladas.

Se controlará que el desplome no sea superior a 10 mm por planta (techo y suelo). Estos controles se realizarán uno por cada 10 muros.

No se permitirá acumulación de cargas superiores a las previstas ni alteraciones en las condiciones de arrostramiento. Se prohíbe cualquier uso que someta al muro a humedades superiores a las habituales.

La mampostería será construida a las líneas y niveles mostrados en los planos.

3.5.4.23.3 Mampostería de Piedra

Las piedras para mampostería serán sólidas y duraderas, libres de defectos y de partes desgastadas o descompuestas.

Para la cara vista en mampostería de piedra, las piedras serán hasta donde sea posible, del tipo molón, no tendrán bordes redondeados, ni serán rebajadas a cincel, aunque se permitirá usar una cantidad moderada de herramientas para rebajar grandes protuberancias.

Las piedras mostrarán una cara no menor de 100 cm^2 y no mayor de 1.250 cm^2 en área, y ninguna será menor de 125 mm en asiento; éstas serán seleccionadas para dar una distribución pareja de piedras grandes y pequeñas.

Para aristas o esquinas, las piedras de cantera serán más o menos cuadradas, cortadas en cantera. El alineamiento de las aristas será terminado a las líneas requeridas.

Las piedras deberán saturarse antes de colocarlas y se asentarán sobre lechos llenos de mortero (dosificación 1:4,5), en capas aproximadamente horizontales en sus direcciones longitudinal y transversal.

Las juntas en las caras en mampostería de piedras variarán en espesor de 15 mm a 40 mm. Serán terminadas como una junta bien acabada con mortero.

3.5.4.23.4 Medición y Pago.

Las mamposterías de piedra, ladrillos y bloques serán medidos en metros cuadrados con aproximación de un decimal. Determinándose la cantidad directamente en obra y en base a lo determinado en el proyecto y las órdenes del Ingeniero Supervisor, efectuando se el pago de acuerdo a los precios unitarios del Contrato.

3.5.4.24 Enlucidos

3.5.4.24.1 Definición

Es la colocación de una capa de mortero de arena-cemento, en paredes, tumbados, columnas, vigas, etc. con el objeto de obtener una superficie regular, uniforme y limpia.

3.5.4.24.2 Especificaciones.

El enlucido se compone de dos capas de mortero grueso de 1 cm de espesor, 1 capa de mortero fino y una lechada de cemento.

a. Para el mortero grueso se empleará arena de granulación 0-3 mm, en una relación cemento-arena de 1:2.

b. El enlucido fino deberá componerse de arena de granulación 0-1 mm y se aplicará con un espesor de 0,5 cm. La relación cemento-arena será de 1:1.

c. Sobre el enlucido fino se aplicará una lechada de cemento (una parte de cemento y una parte de agua), que se alisará cuidadosamente.

Las superficies de ladrillo, bloques, piedras y hormigón en paredes, columnas, vigas, dinteles, tumbados, serán enlucidas, según se indique en los planos respectivos.

Antes de enlucir las superficies, se ejecutarán todos los trabajos de instalaciones.

Las superficies se limpiarán y se humedecerán antes de aplicar el enlucido; serán ásperas y con un tratamiento que produzca la adherencia debida.

La Fiscalización ordenará el emparejado del trabajo de albañilería y hormigón, aplicando una capa de base rayada, antes de la primera capa enlucida sin que esto represente un costo adicional.

Los enlucidos se realizarán en una primera capa con mortero de cemento-arena, cuya dosificación dependerá de la superficie que se vaya a cubrir. La Fiscalización determinará la dosificación del mortero.

La primera capa tendrá un espesor promedio de 1,5 cm de mortero y no excederá 2 cm ni será menor de 1 cm. Después de la colocación de esta capa se realizará un curado de 72 horas por medio de humedad.

Luego se colocará una segunda capa de enlucido y después una pasta de agua y cal apagada o de cementina, o de agua y cemento.

Las superficies obtenidas serán regulares, uniformes, sin fallas, grietas o fisuras y despegamientos que se detecten al golpear con un pedazo de madera la superficie.

Las intersecciones de dos superficies serán en líneas rectas o en tipo "medias cañas", perfectamente definidos; para lo cual se utilizará guías, o reglas niveladas y aplomadas.

En voladizos se trabajará un canal para botar aguas, de 1 cm de profundidad de tipo "media caña" en el borde exterior de la cara interior.

La Fiscalización indicará el uso de aditivos en el enlucido para impermeabilización.

a. Liso: la superficie es uniforme, lisa y libre de marcas; las esquinas y ángulos bien redondeados. Se trabaja con llanas o paletas de metal o de madera

b. Champeado: la superficie es áspera, pero uniforme; puede realizarse con grano grueso, mediano o fino. Se trabaja a mano, con malla o a máquina

c. Paleteado: La superficie es rugosa, entre lisa y áspera, pero uniforme. Se trabaja con llana o paleta y esponja, escobilla u otros. Puede realizarse con acabado grueso, mediano o fino

d. Listado o terrajado: La superficie es en relieve o tipo liso; puede realizarse con moldes de madera de latón, con ranura de acuerdo al diseño

e. Revocado: Las superficies son enlucidas en sus uniones. Antes del revoque se regularizarán los mampuestos y sus uniones. Las superficies enlucidas serán secadas al aire y quedarán aptas para recibir la pintura.

Se deberá cuidar que el enlucido permanezca húmedo, durante el tiempo necesario, a fin de evitar grietas de construcción.

Se amasará exclusivamente la cantidad de mortero que se vaya a utilizar; no se podrá añadir agua al mortero después de su amasado.

3.5.4.24.3 Medición y Pago.

Los enlucidos serán medidos en metros cuadrados con aproximación de un decimal. Determinándose la cantidad directamente en obra y en base a lo determinado en el proyecto y las órdenes del Ingeniero Supervisor, efectuándose el pago de acuerdo a los precios unitarios del Contrato.

3.5.4.25 Revestimientos

3.5.4.25.1 Definición

Se entiende por revestimiento de superficies la capa o cubierta que se coloca con el fin de protección, funcionalidad o adorno.

3.5.4.25.2 Especificaciones.

Los revestimientos podrán colocarse en pisos, paredes o cielos rasos. Su localización, tipo, dimensiones y otros, estarán indicados en el proyecto; en caso contrario la Fiscalización decidirá al respecto. El mortero utilizado será 1:3.

Para baldosa de cemento o azulejos la superficie donde se vaya a colocar estará limpia. Las juntas entre baldosas serán de ancho uniforme y en líneas rectas. Las juntas se revocarán con cemento blanco y pigmento de modo que se consiga un matiz similar a la baldosa. Las uniones en los azulejos se revocarán con cemento blanco y litopón.

Para vinyl o parquet, se preparará la superficie con un enlucido liso. Luego se dejará secar al aire para reducir la humedad para facilitar la adherencia de la pega. La colocación se la realizará con pegas o aglutinantes siguiendo las indicaciones de los fabricantes. El terminado para el vinyl y el parquet será encerado.

El terrazo y la marmolina se colocará sobre superficies uniformes con un espesor de mortero de 1.5 cm o mayor, y cemento blanco. Cuando las superficies excedan de 2 m^2 se colocarán juntas de dilatación de cobre o aluminio. El curado se realizará durante seis días. El terminado será pulido y encerado.

<u>Grano de mármol con vitrificación para exteriores</u>. Se utilizará en los paramentos exteriores y en las fachadas de los edificios, indicados en los planos.

El paramento que vaya a recubrirse deberá estar previamente enlucido, sin alisar, limpio y aplomado.

El contratista presentará muestras de colores y granulometría, que serán aprobados por el Fiscalizador. Se deberá garantizar la impermeabilidad del recubrimiento.

Este recubrimiento se extenderá en una capa continua de 2 mm de espesor, aproximadamente, sobre todo el paramento; no podrá suspenderse la colocación en una pared ya iniciado el recubrimiento.

Se controlará que la superficie revestida no presente variaciones superiores a 1 mm, medidas con regla de 1 metro, en todas las direcciones.

En los remates no debe haber desniveles superiores a 5 mm, ni bordes desiguales, líneas discontinuas o dentadas.

En general, no deben apreciarse manchas de moho o humedad, cuarteamientos, bolsas, falta de uniformidad o falta de imprimación selladora.

3.5.4.25.3 Medición y Pago.

Los revestimientos se medirán en metros cuadrados con aproximación de un decimal. Determinándose la cantidad directamente en obra y en base a lo determinado en el proyecto y las órdenes del Ingeniero Supervisor, efectuándose el pago de acuerdo a los precios unitarios del Contrato.

3.5.4.26 Pavimentos

3.5.4.26.1 Definición

Se entiende por pavimentos al revestimiento de patios o zonas exteriores que se coloca con el fin de protección, funcionalidad o adorno.

3.5.4.26.2 Especificaciones.

Pisos de hormigón. Los contrapisos de hormigón de edificios o pisos de hormigón para patios o zonas exteriores, estarán conformados por una capa de piedra triturada compactada de por lo menos 15 cm, asentados sobre una sub-rasante bien acabada y compactada. Sobre esta capa se colocará una capa de hormigón clase C de por lo menos 8 cm de espesor, provisto de armadura de refuerzo consistente en varillas de 4 mm separadas a 10 cm (o cantidad similar) en ambos sentidos y colocada a por lo menos 3 cm de profundidad.

En pavimentos exteriores se colocará una capa de enlucido paleteado fino de 2 a 3 cm de espesor, conformada con mortero de cemento y arena en proporción 1:3.

En contrapisos de hormigón para edificios se colocará polietileno entre la piedra triturada y el hormigón para evitar la humedad en el interior del edificio.

Pisos de "terrazo" o marmolina. Es aplicable al revestimiento de pisos y escaleras en edificios.

Para su colocación, es necesario que sobre la solera de hormigón se forme un lecho de cemento y arena en la proporción 1:3 de 2 a 3 cm de espesor.

Se utilizan flejes metálicos como juntas de dilatación y elemento decorativo. Se optará por módulos de 1,0 x 1,0 m en todos los edificios.

Se aplica la primera capa de mezcla de terrazo, la misma que está conformada por cemento blanco o portland mezclado con amianto fibroso y arenilla de mármol de diferentes colores, extendiendo la capa con paleta y llana.

Luego se aplica la segunda capa distribuyéndola del mismo modo que la primera capa, y aprisionando después con rodillo. Entre las dos capas se alcanza un espesor aproximado de 2,5 cm.

Una vez fraguado el terrazo se procede a desbastar la superficie del piso mediante una lijadora de disco horizontal, primero aplicando el disco de tipo grueso y a medida que vayan efectuándose nuevas pasadas, irá rebajándose el grano para afinar el pavimento.

Se controlará que las juntas metálicas estén alineadas y paralelas entre sí. Se controlará también, que la superficie no presente variaciones superiores a 2 mm, medidas con una regla de 1 metro. Este control se efectuará cada 10 m^2 o uno por cada tramo de relleno.

La superficie terminada deberá quedar sin porosidades, huellas de lijado, esquinas sin pulir, cejas en los escalones o marcas de cualquier tipo.

3.5.4.26.3 Medición y Pago.

Los pavimentos se medirán en metros cuadrados con aproximación de un decimal. Determinándose la cantidad directamente en obra y en base a lo determinado en el proyecto y las órdenes del Ingeniero Supervisor, efectuándose el pago de acuerdo a los precios unitarios del Contrato.

3.5.4.27 Cajas de Revisión

3.5.4.27.1 Especificaciones.

Las cajas de revisión serán de mampostería de ladrillo prensado tipo jaboncillo como se indica en la lámina de detalles. Las paredes laterales de la caja serán enlucidas interiormente con mortero cemento-arena en proporción 1:2 y en un espesor de 2 cm.

Las tuberías de interconexión y tuberías terciarias serán de hormigón simple de 150 mm de diámetro.

Las uniones de la tubería y el enchufe con la tubería principal se hará con mortero cemento-arena 1:2.

Para la excavación, colocación de la tubería, relleno, se seguirá las especificaciones anteriormente expuestas.

Las cajas de revisión que superen una altura de 1,0 m se construirán en hormigón armado, con dimensiones interiores de 0.70 m x 0,70 m con las siguientes características: replantillo de hormigón ciclópeo, base y paredes de hormigón ciclópeo, base y paredes de hormigón armado f'c = 210 kg/cm? y tapas de hormigón armado conforme se indica en el plano respectivo.

3.5.5 ESPECIFICACIONES DE OBRAS DE METAL

3.5.5.1. Estructuras Metálicas.

3.5.5.1.1 Definición.

El trabajo de construcción de estructuras metálicas comprenderá la preparación en taller y/o el montaje y pintura en el sitio de las obras objeto del contrato, de todas las partes y miembros que integren una estructura metálica, de acuerdo con lo señalado por el proyecto y/o lo ordenado por el Ingeniero Supervisor.

3.5.5.1.2 Especificaciones.

Todos los trabajos que ejecute el Constructor, tanto en la preparación de taller como en el montaje y pintado de los materiales para estructuras metálicas, se sujetarán a lo específicamente señalado en los planos del proyecto y/o lo ordenado por el Ingeniero Supervisor.

Los materiales que se empleen en la fabricación de estructuras metálicas tales como perfiles, barras, vigas ordinarias, vigas de patín ancho, perfiles especiales, placas, etc. serán de acero de primera y uniforme calidad, nuevos y cumplirán con lo señalado en los planos y/o lo ordenado por el Ingeniero Supervisor en lo que se refiere a dimensiones y montaje.

El material no deberá tener defectos perjudiciales para el uso a que se lo destine. Las imperfecciones en las superficies de las placas, perfiles, vigas, etc. podrán ser corregidas por esmerilado, siempre que el área esmerilada no reduzca el espesor de los mismos a tal punto que sean rechazados por el Ingeniero Supervisor.

En los trabajos de estructuras metálicas, el Constructor solamente empleará personal especializado y calificado. La mano de obra será de primera calidad y al maquinaria será la adecuada para estos trabajos; se evitará todo perjuicio a la calidad y acabado de los materiales por el uso de procedimientos inadecuadas durante el proceso de fabricación.

Todo material que se utilice en la construcción de estructuras metálicas deberá ser limpio y recto. Cuando haya la necesidad de enderezar o allanar cualquier parte o pieza se hará por medio de algún proceso o de manera que no se perjudique el material. El Ingeniero supervisor rechazará todo material o parte de estructura que presente torceduras o dobleces marcados y que están fuera de los lineamientos señalados por el proyecto y/o por sus propias órdenes.

Los cortes necesarios para las diversas piezas de la estructura se podrían realizar por medio de cizalla, sierra o soplete u otro método aprobado por el Ingeniero Supervisor.

Los agujeros para remaches o tornillos no acabados deberán ser de un diámetro de 1,6 mm. Mayor que los diámetros nominales de tales tornillos o remaches. Los agujeros podrán ser hechos mediante punzones o utilizando taladro según sea el grueso del material base de los tornillos o remaches.

Todas las piezas de las estructuras que deban ser remachados o soldadas se ensamblarán manteniéndolas rígidamente sujetas por medio de pernos o tornillos. Los miembros acabados deberán quedar libres de torceduras, flexionamiento o juntas abiertas, y perfectamente alineados en todas sus partes, de acuerdo con lo señalado por el proyecto y/o lo ordenado por el Ingeniero Supervisor.

El montaje de las estructuras deberá efectuar al Constructor siguiendo los lineamientos generales establecidos en los planos del proyecto y/o las órdenes del Ingeniero Supervisor, en lo que respecta a: alineamientos, nivelación, cimientos, cerramientos, etc.

Terminado el montaje de las estructuras, y una vez que el ingeniero supervisor las haya inspeccionado y aprobado, se procederá a tratar todos los sus elementos visibles y no, con dos manos de pintura anticorrosivas, la misma que cumplirá con lo estipulado en el rubro de Pintura de este manual.

Previamente a la aplicación de la pintura, se limpiarán todas las superficies de los elementos de la estructura. La aplicación de la pintura se hará por métodos aprobados por el Ingeniero Supervisor y cada mano de pintura será aplicada hasta que la anterior haya secado completamente. No se aplicará pintura en tiempo muy húmedo o lluvioso, y las superficies por pintar deberán estar libres de humedad.

En todos los casos, los materiales necesarios para la preparación y montaje delas estructuras metálicas, tales como remaches, soldadura, oxígeno, acetileno pintura, etc. serán suministrados por el constructor, trabajo que quedará incluido en los precios unitarios estipulados en el contrato.

3.5.5.1.3 Medición y Pago.

Los trabajos que ejecute el constructor en la fabricación y/o montaje de estructuras metálicas le serán medidos para fines de pago por unidades, y el pago se hará en forma global para cada una de las estructuras, conformidad a los precios unitarios estipulados en el contrato y de acuerdo al concepto de trabajo correspondiente.

3.5.5.1.4 Conceptos de Trabajo.

Los trabajos que ejecute el constructor en la fabricación y/o montaje de estructuras metálicas le serán estimados y liquidados según el concepto de trabajo siguiente:

Fabricación, montaje y prueba de estructuras metálicas, incluyendo el suministro de los materiales necesarios.

3.5.5.2 Cerramientos

3.5.5.2.1 Especificaciones.

Las cercas permanentes serán del tipo de cercados de malla y de las dimensiones mostradas en los planos o establecidas por el Fiscalizador.

Los postes, riostras y puntales deberán ser galvanizados de acuerdo a las especificaciones contenidas en la norma ASTM A 123. La distancia entre postes será la indicada en los planos o la recomendada por el fabricante.

Los postes para puertas y portones deberán ser fabricados de tubos que se ceñirán a los requerimientos de ASTM A 120 o de perfiles estructurales galvanizados que cuenten con la aprobación del Fiscalizador.

La malla de alambre que se utilice en cercados deberá ser malla de acero galvanizado de acuerdo a las especificaciones AASHO M 181.

La malla debe ser galvanizada en caliente después de tejida. El alambre utilizado en la fabricación de la malla deberá ser de calibre 11 para todas las cercas de 2 metros o menos de altura, y de calibre 9 para las cercas de más de dos metros de altura.

El material para estas cercas deberá ser tejido en malla de aberturas de aproximadamente 5 cm. Debe tener un acabado final con nudos en el borde superior e inferior.

La malla de alambre será sostenida entre los postes por el alambre de tensión superior y el de tensión inferior en la base: el alambre de fusión será por lo menos de calibre 7, y galvanizado, de acuerdo con las especificaciones ASTM A 116, clase 3.

3.5.5.3 Puertas Vehiculares y Peatonales.

3.5.5.3.1 Especificaciones.

La estructura o marco para portones y puertas deberá ser construida con tubo de diámetro no menor a 38 mm, galvanizado, de acuerdo a las especificaciones ASTM A-120. Podrá emplearse perfiles de acero estructural, galvanizados, con la aprobación previa del Fiscalizador.

3.5.5.4 Trabajos de Herrería de Ventanas y Contraventanas.

3.5.5.4.1 Especificaciones.

Dentro de estos tenemos los elementos constructivos tales como puertas, ventanas, contraventanas, pasamanos, rejas y rejillas, etc.

Para la construcción de dichos elementos se deberán ceñirse a lo especificado en los planos en lo referente a dimensiones y espesores, de no existir el contratista deberá proponer los datos faltes para ser aprobado por el ingeniero fiscalizador.

Los elementos construidos con hierro se ceñirán a las siguientes especificaciones:

a. Se unirán con suelda eléctrica, autógena, bronce o por puntos, con remaches o pernos
b. Cuando se suelden láminas de hierro negro, con perfiles u otros elementos, se escogerá el vatiage correcto para los electrodos, a fin de evitar deformaciones y ondulaciones en la lámina o en elementos delgada

3.5.6 ESPECIFICACIONES DE PINTURA SOBRE MAMPOSTERIA, MADERA Y METAL

3.5.6.1 Pinturas Bituminosas

3.5.6.1.1 Especificaciones.

En las paredes exteriores en contacto con la tierra y el agua freática se aplicarán dos manos preliminares de emulsión de betún, y luego dos manos de pintura bituminosa, ambos en aplicación fría.

3.5.6.2 Revestimiento de Paredes en Contacto con Agua

3.5.6.2.1 Especificaciones.

El material a ser seleccionado como revestimiento, deberá ser aprobado por el Fiscalizador y garantizado por el fabricante de que no existe ningún riesgo de producción de compuestos tóxicos ante la acción disolvente de los compuesto contenidos en el agua. El revestimiento se utilizará para proteger al hormigón de la acción agresiva de los productos de tratamiento o del agua en proceso de tratamiento así como, para impermeabilizar tanques donde están contenidos líquidos. No podrán usarse productos elaborados a base de compuestos bituminosos.

3.5.6.3 Pintura de Caucho para Interiores

3.5.6.3.1 Especificaciones.

Se aplicará como revestimiento en los paramentos interiores de todos los edificios.

Se utilizará pinturas al látex de calidad superior de aspecto mate, acabado liso, con buena resistencia al roce y al lavado. Previo a la aplicación de la mano de acabado, se lijará el enlucido y se realizará un plastificado esmerado en aquellos puntos en que haya grietas u oquedades, a continuación se dará una mano de fondo muy fina, procurando la impregnación del soporte. Pasado el tiempo de secado, se aplicará una mano de acabado a brocha o rodillo, y con un rendimiento no mayor al especificado por el fabricante.

3.5.6.4 Pintura sobre partes Metálicas

3.5.6.4.1 Especificaciones.

Todos los elementos metálicos deberán tener un tratamiento apropiado para evitar la oxidación. La limpieza de todas las partes metálicas se realizará por chorro de arena, o por otros métodos apropiados para obtener una superficie metálica pura. La pintura de acabado será del tipo sintética anticorrosiva, rica en polvo de zinc. Todas las superficies serán tratadas por lo menos con dos manos de pintura de manera que el espesor mínimo de la capa sea 90 u.

3.5.6.4.2 Medición y Pago.

La pintura se medirá en metros cuadrados con aproximación al centésimo, determinándose la cantidad directamente en obra y en base a lo determinado en el proyecto y las órdenes del Ingeniero Supervisor, efectuándose el pago según el tipo y de acuerdo a los precios unitarios del Contrato.

No serán medidas para efecto de pago toda aquellas superficies pintadas que presenten rugosidades, abolsamientos, granulosidades, huellas de brochazos, superposiciones de pinturas diferenciadas o manchas, cambio en los colores indicados en el proyecto y/o por las órdenes del ingeniero Supervisor; diferencias en el brillo o en el "Mate", así como las superficies que no hayan secado dentro del tiempo especificado por el fabricante y/o señalado por el proyecto.

3.5.7 ESPECIFICACIONES DE LINEAS DE CONDUCCION RESERVA Y DISTRIBUCION.

3.5.7.1 Excavación de Zanjas.

3.5.7.1.1 Definición

Se entenderá como excavación de zanjas las que se realicen según el proyecto para alojar las tubería de líneas de conducción, redes de agua potable y redes de riego, incluyendo las operaciones necesarias para compactar o limpiar el replantillo y taludes de las mismas, la remoción del material producto de las excavaciones, colocación adecuada y la conservación de dichas excavaciones por el tiempo que se requiera para la instalación satisfactoria de la tubería. Incluyendo igualmente las operaciones que deberá efectuar el constructor para aflojar el material manualmente o con equipo mecánico previamente a su excavación, cuando se requiera.

3.5.7.1.2 Especificación

Trabajo que debe realizarse. El Contratista adquirirá todos los materiales y mano de obra, herramientas, plantas y equipos requeridos para la excavación y relleno de las zanjas, para las tuberías de distribución, interconexiones, así como las piezas especiales, válvulas de compuerta, cajas metálicas para válvulas, hidrantes, conexiones de servicio y para la limpieza y evacuación de los materiales excavados sobrantes; todo esto de acuerdo con los planos confeccionados para el objeto, de manera que el trabajo quede completo y listo para la operación.

Planos. La localización y detalles de las tuberías de distribución, interconexiones, están indicados en los planos respectivos.

Zanjas. Se excavarán las zanjas de acuerdo con las alineaciones y gradientes necesarias. La profundidad se ceñirá a lo indicado en los perfiles longitudinales.

Los tramos de zanjas entre dos pozos consecutivos, seguirán una línea recta y tendrán una sola gradiente.

Antes de excavar la zanja en una cuadra, deberán considerarse los diámetros de las tuberías que vayan en cada una de las interconexiones, para determinar la profundidad de dicha excavación. La profundidad de la zanja será de 0,80 m, para tuberías de diámetro 63 mm y 90 mm.

Para las uniones (cuplés o bridas) deberán efectuarse excavaciones adicionales en las cuales quepan las uniones; se procederá igual en caso de anclajes, válvulas, etc.

El Contratista proveerá cualquier protección adicional a la tubería, si el ancho máximo especificado se excede debido al método de trabajo.

El lecho de la zanja será uniforme y su pendiente será comprobada mediante nivelación. Cuando el lecho pase por terreno rocoso, la roca se excavará 10 cm más de la rasante final del canal y este espacio deberá rellenarse con material seleccionado, aprobado por el Fiscalizador, de modo de hacer un cojín en el cual apoyar el tubo.

Cuando la excavación se realice con maquinaria, no se debe llegar a la rasante proyectada, dejando una capa de una altura aproximada de 15 cm, la misma que será removida con pico y pala antes de colocar la tubería o proceder a la construcción de los colectores.

Cuando el Fiscalizador considere que el material en el cual se excava la zanja es inapropiado o demasiado blando para soportar la tubería, éste será removido con pico y pala hasta encontrar suelo duro, la profundidad adicional será rellenada con hormigón clase E o material granular de asiento bien compactado de grava o piedra partida, según indique el Fiscalizador, para formar una capa nivelada.

Si el fondo de alguna excavación de zanja fuere removido más de lo indicado en los planos, será rellenado a expensas del Contratista, con material seleccionado y de calidad aprobada por el Ingeniero Fiscalizador, el que será colocado en espesores sucesivos de 20 cm debidamente compactados.

Las zanjas para tuberías que lleven agua a baja presión deberán ser excavadas a una profundidad suficiente para asegurar, después de la consolidación del relleno, una profundidad mínima normal de cubierta de 1 m, medido desde la superficie del terreno al tope de la tubería; donde se requiera que la tubería sea colocada a una profundidad que no permita que esta condición sea satisfecha, la tubería será protegida como se indica en los planos o como proponga el Contratista, con la aprobación del Fiscalizador.

El material resultante de la excavación será colocado en tal forma que no interfiera al trabajo y el libre movimiento de los peatones.

A fin de evitar la contaminación causada por el polvo que resulta del material excavado de las zanjas, se deberá cubrir este material con plásticos, hasta cuando deba reponerse a la zanja.

Cuando aparezcan rocas o molones en la zanja, los lados de ésta deberán se recortados de tal forma que cuando el tubo sea colocado al nivel y alineamiento correcto, ninguna proyección de roca sobresalga 100 mm fuera de la pared de la tubería.

La base para cimentación de tubería será de material granular, deberá comprender piedra partida o grava, ladrillo o ripio triturado que pase los tamices de 3/8" a 1" de acuerdo al tamaño de la tubería y retenido en el tamiz No4, enteramente mezclado con arena gruesa autodrenable, con la preparación de una parte de arena y dos partes de piedra o grava, o agregados de acuerdo a la especificación ASTM C-33-74.

Para cruces bajo caminos o áreas pavimentadas la zanja se deberá rellenar con arena o gravilla bien compactada, hasta el grado requerido en la construcción de carreteras, mínimo 95 % de la densidad Proctor.

<u>Ancho de las zanjas</u>. El ancho de la zanja será lo suficientemente amplio de forma que permita el libre trabajo de los obreros colocadores de tubería.

El ancho mínimo libre de obstrucciones de las zanjas para tuberías de agua, debe ser 0,70 m, con excepción de los sitios donde haya enchufes o proyecciones para conexiones.

Cuando haya necesidad de excavar zanjas profundas para tuberías y se deban usar entibados, el ancho mínimo será 0,90 metros.

Para tuberías hasta de 600 mm de diámetro, el ancho de la zanja se hará de acuerdo a lo indicado a continuación:

DIAMETRO DE TUBERIAS (mm)	ANCHO DE ZANJAS (m)
150-200-250-300	0,70
350-400	0,80
450	0,90
500-550	1,00
600	1,10
700-1.000	1,80

Tabla 102: Ancho de Zanjas según el Diámetro de la Tubería
Fuente: Autores.

Cuando sea necesario realizar las uniones dentro de la zanja, se excavarán huecos en los sitios respectivos; el tamaño y la forma de estos serán tales que proporcionen capacidad suficiente para realizar el trabajo y la inspección una vez terminado. También se excavarán huecos profundos en el fondo de la zanja y en correspondencia con los sitios donde lleguen las fajas utilizadas para bajar la tubería al fondo de aquella.

Al bajar la tubería deberá cuidarse que coincida con el eje de la zanja. Si hubiera codos, tees o cruces muy próximos a un borde de la zanja, deberá ensanchársela para obtener suficiente espacio para el trabajo.

Fondo de la zanja. El fondo de la zanja se le emparejará mediante el uso de una regla de igual longitud que los tramos de tubería o de una piola extendida, de manera que los extremos de tramos contiguos queden centrados.

El fondo de la zanja deberá hallarse limpio y libre de piedras y terrones, de modo que los tubos se apoyen uniformemente sobre el suelo en toda su longitud.

Cuando el fondo de la zanja sea rocoso, se escavará hasta una profundidad mínima de 8 cm por debajo del nivel requerido y luego se la rellenará con tierra o arena perfectamente apisonada, hasta el nivel fijado.

Al hacer la excavación de los cimientos para romper presiones o cajones recolectores-medidores de caudal, si el material del suelo es inconveniente o no reúne las condiciones de seguridad, se excavará más de lo proyectado hasta encontrar terreno apropiado y luego se rellenará con material de sub-base hasta la cota prevista en el diseño. El ancho de excavación será igual a la dimensión exterior de la estructura más 60 cm.

Si las paredes de la zanja no reúnen las condiciones de estabilidad, se harán trabajos de apuntalamiento o entibados, para evitar desplomes y accidentes, los mismos que estarán a cargo del Contratista.

Para cortes superiores a 2 m y de ser necesario, el Fiscalizador puede disponer la conformación de taludes de pendientes adecuada para garantizar la estabilidad de los mismos. Este trabajo se pagará con el mismo costo de la excavación.

Tubos flotantes. Se tomarán todas las precauciones para evitar que la tubería quede flotando, debido al ingreso de agua al interior de la zanja. Y si eso ocurriera, se extraerá la tubería para arreglar y secar la zanja y volver a colocar la tubería en el sitio, una vez reparados los desperfectos.

Material sobrante. Dentro de las calles, los materiales sobrantes e insatisfactorios, serán rápidamente desalojados de los sitios de trabajo y depositados en lugares adecuados, Solamente el material excavado necesario para relleno inmediato podrá ser almacenado a lo largo de las calles.

Extracción del agua de las zanjas. Durante todo el período de trabajo, se mantendrán las zanjas secas, excepto durante lluvias excepcionalmente fuertes. El agua proveniente de las zanjas será dispuesta en tal forma que no ocasione daños a la salud pública ni a las propiedades públicas o privadas, ni tampoco al trabajo que se halle en proceso.

3.5.7.1.3 Medición y Pago.

La excavación de zanjas se medirá en metros cúbicos con aproximación de un decimal. Al efecto se determinarán los volúmenes de las excavaciones realizadas por el constructor según el proyecto y/o las órdenes del ingeniero supervisor de la obra.

No se considerará para fines de pago las excavaciones hechas por el constructor fuera de las líneas del proyecto y/o órdenes del Ingeniero Supervisor ni la remoción de derrumbes originados por causas imputables al constructor.

El suministro, colocación y remoción de entibamiento de madera se medirá en metros cuadrados con aproximación de un decimal. Al efecto se determinará en la obra la superficie entibada según el proyecto y/o órdenes del Ingeniero Supervisor, el cual se pagará al constructor al precio unitario estipulado en el contrato.

La excavación de zanjas será pagada al constructor a los precios estipulados en el contrato para los conceptos de trabajo que señalan en las especificaciones siguientes:

3.5.7.1.4 Conceptos de trabajo

La excavación de zanjas le será estimada y liquidada al Constructor de acuerdo con alguno o algunos de los conceptos de trabajo siguientes:

Excavación de zanjas a mano en tierra en seco, de 0 a 2 metros de profundidad.

Excavación de zanjas a mano en tierra en presencia de agua, de 0 a 2 metros de profundidad.

Excavación de zanjas a mano en conglomerado en seco, de 0 a 2 metros de profundidad.

Excavación de zanjas a máquina en tierra en seco, de 0 a 2 metros de profundidad.

Excavación de zanjas a máquina en conglomerado en seco, de 0 a 2 metros de profundidad.

3.5.7.2 Relleno de las Excavaciones de Zanjas.

3.5.7.2.1 Definición

El relleno es el conjunto de operaciones necesarias para llenar, hasta completar, las secciones que fije el proyecto, los vacíos existentes entre las Tuberías y las secciones de las excavaciones hechas para alojarlas.

3.5.7.2.2 Especificación

En general todo relleno se hará lo más rápido posible y se lo continuará hasta llegar al nivel original del terreno, o a la rasante o nivel que indique el Fiscalizador.

El material que se use para relleno estará libre de raíces, cenizas, hojas y todo material inadecuado; tampoco contendrá piedras mayores de 0,20 cm de largo, y en caso de existir, éstas no podrán usarse en un espesor de 0,61 m sobre la tubería; en el resto del relleno, dichas piedras serán distribuidas en tal forma que todos los intersticios queden llenos por material fino.

El material que se use junto a las tuberías será proveniente del subsuelo, será uniforme y libre de piedras y terrones.

Los tubos deberán ser recubiertos con una primera capa de tierra escogida o arena, de 10 cm encima de la clave; el espacio entre el tubo y el talud de la zanja deberá rellenarse a pala, apisonar con sumo cuidado hasta alcanzar los 10 cm indicados anteriormente; luego irán capas sucesivas de 20 cm de espesor, aproximadamente, debidamente apisonadas, hasta llegar a la parte superior de la zanja. El material para el relleno desde los 10 cm encima de la clave será de tierra fina seleccionada, exenta de piedra u otros materiales duros.

<u>Espesor de las capas</u>. En capas paralelas al nivel final se depositará y distribuirá el material y cubrirá todo el ancho de la zanja. La altura de las capas de material suelto será tal que al apisonarlo, las capas no excedan en 0,20 m de espesor.

<u>Apisonado</u>. Cada capa será apisonada con las herramientas adecuadas, de manera de evitar asentamientos una vez que se ha terminado el relleno. La superficie de relleno deberá quedar lisa, uniforme y al nivel adecuado.

Si el proyecto se hubiere realizado total o parcialmente, obras de agua potable, teléfonos, energía eléctrica, bordillos etc., que estén en las zanjas o cerca de ellas, deberán ser protegidas contra posibles daños, para evitar las molestias de restauración, lo cual lo realizará el Contratista con la supervisión del Fiscalizador.

En la eventualidad de que se produzcan derrumbes en las zanjas excavadas, se computarán por metro cúbico, cuyo costo unitario será menor al de la excavación. Las cantidades consignadas en el listado de rubros son estimativas; será Fiscalización quien determine en obra los volúmenes reales y definitivos.

Desalojo de tierras. Toda la tierra en exceso será desalojada de las calles y depositada en un lugar adecuado, situado a una distancia no mayor a 5 km con relación al sitio de trabajo o en el lugar que indique la Autoridad Municipal responsable.

Limpieza. Tan pronto como el relleno sea terminado, el Contratista o el encargado de la obra quitará todos los materiales sobrantes, las herramientas y las estructuras provisionales serán retiradas de inmediato, y toda la tierra, las ramas, etc., provenientes de la excavación y que hayan sobrado, serán desalojadas a un lugar adecuado; el sitio de la obra deberá quedar limpio a satisfacción del Fiscalizador.

3.5.7.2.3 Medición y Pago.

La formación de relleno se medirá tomando como unidad el m^3 con aproximación de un decimal. Al efecto se determinará directamente en la estructura el volumen de los diversos materiales colocados, de acuerdo con las especificaciones respectivas y las secciones del proyecto. No se estimará para fines de pago los rellenos hechos por el constructor fuera de las líneas del proyecto, ni los rellenos hechos para ocupar sobre excavaciones imputables al Constructor.

3.5.7.3 Bases y Anclajes de Hormigón para Tubería y Accesorios

3.5.7.3.1 Definición

Se entenderá por bases y anclajes de hormigón para tuberías y accesorios unas estructuras especiales, tipo cimentación, que sirvan en primer término como apoyos intermedios en tramos largos de tubería o en instalaciones de equipos donde existan accesorios diversos por su peso no puedan quedar suspendidos en dos tramos de tubería y necesiten un apoyo rígido que los sustente; en segundo término servirán para anclar tuberías y accesorios en cambios de dirección de líneas de conducción, las mismas que podrán estar sujetas a velocidades altas del líquido o a grandes presiones hidrostáticas, estos producirán fuerzas capaces de destruir a tuberías y accesorios y por lo tanto necesitarán de estos apoyos que generalmente por su peso y su rigidez les ayudarán a absorber estos esfuerzos.

3.5.7.3.2 Especificaciones.

En líneas de aducción y de bombeo, todo cambio de dirección que sufra la tubería deberá tener un anclaje adecuado que pueda absorber todos los esfuerzos que allí se produzcan por la presión hidrostática y golpes de ariete cuando estos se desarrollen. Estos anclajes tendrán forma, dimensiones y calidad que señale el Ingeniero Supervisor.

En redes de distribución una vez instalada la tubería con el alineamiento y la pendiente del proyecto y/o lo ordenado por el Ingeniero Supervisor, deberá ser anclada en forma definitiva con anclajes de hormigón simple de la forma, dimensiones y calidad que se indican en los planos respectivos o que señale el Ingeniero Supervisor. Los anclajes se construirán en los codos, tees, tapones, cruces, yees y cambios de dirección o de pendientes, para evitar en forma efectiva movimientos de la tubería producidos por la presión hidrostática normal en su interior o por los golpes de ariete cuando los hubiere.

3.5.7.3.3 Medición y Pago.

Las bases y anclajes se medirán para fines de pagos en metros cúbicos, con aproximación de dos decimales, determinándose la cantidad directamente en obra y en base a lo determinado en el proyecto y a las órdenes del Ingeniero Supervisor, efectuándose el pago de acuerdo a los precios unitarios del Contrato.

3.5.7.3.4 Conceptos de Trabajo.

Las bases y anclajes de hormigón se liquidarán de acuerdo a los siguientes conceptos:

Anclajes de hormigón armado 1:2:4

3.5.7.4 Instalación de la Tubería

3.5.7.4.1 Especificaciones.

El Contratista tomará toda clase de precauciones para impedir que materiales extraños entren en la tubería, antes y durante su colocación en la zanja. Durante las operaciones de instalación, no se pondrá dentro de la tubería ningún despojo, herramienta o cualquier otro material.

El Contratista deberá suministrar la tubería, válvulas y otros accesorios, de los tamaños, tipos, clases y dimensiones indicadas en los planos y de acuerdo a lo especificado en el numeral 900.

El Contratista deberá incluir en su análisis de costos, el suministro, transporte, instalación, pruebas y almacenamiento.

Anclajes. Todos los codos, tees, yees, cruces y válvulas deben contar con anclajes, los cuales serán del tipo de cuñas, y el hormigón usado será clase B (f'c = 180 kg/cm^2). Para la excavación se tomarán en cuenta las normas que para excavación y relleno se han citado anteriormente.

Cuidado. Durante la colocación de la tubería y las piezas especiales, se tomarán las precauciones necesarias para evitar daños. Los obreros no podrán caminar sobre los tubos.

Se cubrirán los extremos de los tubos durante el período en el cual no se bajen a la zanja, para evitar el ingreso de materias extrañas, lo mismo se hará con los extremos de las piezas especiales. No se permitirá que entre al tubo, el agua acumulada en la zanja. Cuando las condiciones climáticas no sean buenas, o cuando haya agua o barro en las zanjas, no se bajará la tubería excepto en el caso en que así lo disponga el Fiscalizador.

3.5.7.5 Prueba Hidrostática y de Escape

3.5.7.5.1 Especificaciones.

El Contratista deberá probar la validez estructural de las diversas unidades en la línea, incluyendo tubería, válvulas y anclajes y probar la impermeabilidad de la línea.

El Contratista proveerá bombas, manómetros, calibradores, gatos, puntales y todos los aparatos necesarios para llevar a cabo todas las pruebas requeridas por el Fiscalizador.

Antes de la realización de las pruebas, el Contratista notificará al Fiscalizador, con no menos de 48 horas de anticipación, su intención de probar una sección de tubería.

Pruebas hidrostáticas y de escapes. El Contratista realizará las pruebas hidrostáticas como se indica:

- Redes de distribución en la ciudad: se realizarán pruebas en tramos de 50 a 100 m de longitud de tubería instalado.

- Líneas de conducción: se realizarán pruebas en tramos no mayores a 500 m de longitud de tubería instalada.

El tramo de la tubería a probarse se lo aislará completamente de las secciones aprobadas y se lo taponará en forma adecuada, de manera que permita realizar una prueba segura y apropiada.

Se proveerá de dos piezas para los extremos, que serán usadas como tapones de la tubería. Estas piezas se las instalarán mediante uniones mecánicas a los extremos del tramo de tubería a probarse y se las apuntalará y asegurará de tal manera que no se cause ningún daño a la tubería.

La presión de prueba a la que se someterá la tubería será igual al 150% de la máxima presión hidrostática que vaya a resistir el sector a probarse, en toda caso no será menor que la presión nominal de trabajo de la tubería.

La tubería se la llenará con agua por lo menos 24 horas antes de efectuar la prueba, y esta tendrá una duración mínima de una hora.

Todas las tuberías, uniones, piezas especiales y válvulas descubiertas serán examinadas cuidadosamente durante la prueba y aquellas uniones que presentaren signos visibles de escape, se las hará reajustar. El Contratista abrirá de nuevo la zanja, a su costo, para reparar cualquier escape.

La prueba de escape (duración mínima: dos horas), será efectuada luego de que la prueba hidrostática se haya completado satisfactoriamente. La obra instalada no será aceptada si el escape en galones por hora es mayor que el calculado con la fórmula:

$$L = \frac{(N * D * P)^{1/2}}{3.700}$$

Dónde:

L = escape permitido en galones por horas.
N = número de uniones en el tramo probado.
D = diámetro nominal de la tubería en pulgadas, y
P = la presión promedio de prueba será igual a la presión de trabajo en cualquier punto a lo largo del tramo probado. (La presión de trabajo será igual a la presión estática más 70 lb/plg^2 por golpe de ariete).

Previo a la prueba el Contratista se asegurará que los anclajes estén completos y todos los ramales de salida estén apropiadamente anclados.

Además de las pruebas en secciones separadas, a su terminación, todas las líneas serán probadas en conjunto o en partes, en forma similar a lo indicado. Las pruebas no serán permitidas contra una válvula cerrada.

Las tuberías principales serán esterilizadas con una solución de cloro de al menos 50 mg/l. después de probarse y limpiarse.

3.5.7.6 Desinfección de Tuberías y Accesorios

3.5.7.6.1 Especificaciones.

El interior de las tuberías y accesorios que se utilizarán en la obra debe mantenerse libre, en lo posible, de tierra y materias extrañas.

Cuando la tubería vaya a ser colocada en obra, debe mantenerse libre de materias extrañas. Si la tubería tiene suciedades, que en opinión del Fiscalizador no serán desalojadas durante la operación de lavado, se procederá a la limpieza del interior del tubo y de ser el caso, se aplicará una solución bactericida.

Las soluciones para esta limpieza pueden hacerse con los compuestos químicos que se indican en la sección de Desinfección No debe usarse ningún otro compuesto sin constar en la aprobación previa de las autoridades sanitarias.

Lavado preliminar. Antes de proceder a la cloronación, las tuberías deben ser cuidadosamente lavadas utilizando la presión y los desagües que se dejarán para este objeto.

Se entiende que el lavado remueve únicamente los sólidos livianos y que no es posible confiar en lo que se pueda remover por este método cualquier materia pesada que se haya introducido en la tubería al momento de su colocación. Si no se han instalado hidrantes al final de una tubería principal deberá colocarse una toma de derivación, lo suficientemente grande como para permitir desarrollar en la tubería una velocidad superior a 0,75 m/s.

Antes de poner en servicio cualquier nueva red o sectores de red que han sido separados o ampliados, la tubería debe ser cloronada de tal manera que un residuo de cloro no menor de 10 ppm se mantenga en la red después de 24 horas de haber sido llenada ésta.

Forma de aplicar el cloro. Puede seguirse cualquiera de los siguientes métodos descritos en su orden de preferencia:

a) Mezcla del agua con cloro líquido.
b) Alimentación directa de cloro.
c) Una mezcla de agua con hipoclorito de calcio o sodio.
d) Una mezcla de agua con cloro-cal.

Cloro líquido. Una mezcla de gas de cloro con agua debe aplicarse por medio de un clorinador de aplicación de cloro en solución o, en caso de aprobar el Fiscalizador.

Compuestos de cloro. Con la aprobación del Fiscalizador, se puede utilizar, en la desinfección, una mezcla de agua con un compuesto de cloro, cuyo contenido de cloro sea perfectamente conocido:

Los compuestos de cloro que pueden ser usados son:

a) Hipoclorito de calcio (conocido comercialmente por Perclorón, Pittcloro y HTH).
b) Cal-cloro (conocida comercialmente como cloruro de cal o "polvo decolorante").
c) Hipoclorito de sodio o "agua decolorante"

El uso de cloruro de calcio que tiene un bajo contenido de cloruro produce residuos que puede interferir con la operación de alimentación. Al estar expuesto a los agentes atmosféricos y a la luz solar, ocasiona pérdidas de contenido de cloro antes y después de haber sido mezclado con el agua.

Preparación de la mezcla. El hipoclorito de calcio de alta concentración o el cloruro de cal deben prepararse en una mezcla de agua antes de introducirlos en la red. El polvo debe prepararse en forma de pasta y luego diluir hasta obtener una solución ppm).

La preparación de una solución requiere las siguientes proporciones del compuesto en polvo con agua:

COMPUESTO	CANTIDAD DE AGUA (Libras)	VOLUMEN (Galones)
Hipoclorito de calcio de alta concentración (65-70% de Cl)	1	7,50
Cloruro de cal (32-35% de Cl.)	2	7,50
Hipoclorito de sodio (5.25% de Cl.)	1	4,25

Tabla 103: Solución al 1%
Fuente: Autores.

La Tabla 103 nos da la cantidad de cloro requerida para desinfectar 100 pies de tubería de diferentes diámetros.

Punto de aplicación. El punto de aplicación más conveniente para la inyección de cualquiera de los compuestos de cloro es el principio de la extensión de la red o cualquier punto que tenga el control de una válvula y por medio de una toma de incorporación instalada en la parte inferior de la tubería recién instalada.

El inyector para dosificar la solución en la tubería deberá ser alimentado por medio de una derivación desde la tubería de presión inmediatamente anterior a la válvula de compuerta que controla el flujo a la nueva extensión de la red. En sistemas totalmente nuevos puede ser desventajosa la aplicación de la solución en la estación de bombeo, en el reservorio o en el tanque de presión. Cuando estos elementos han sido cuidadosamente limpiados la cloronación sirve también para ellos.

Dosificación por volumen. Debe controlarse que el agua del sistema existente o de cualquier otra fuente que se utilice, fluya lentamente por la nueva tubería, durante el período de aplicación del cloro. La cantidad de mezcla de cloro que se introduzca en la red debe tener una proporción, con el volumen de agua, que produzca un residuo de cloro de por lo menos 10 ppm después de 24 horas de contacto. Esto, normalmente se obtiene con una aplicación de 25 ppm aunque en ciertas condiciones puede requerirse una dosificación mayor. En este proceso, aquellas personas familiarizadas con la demanda normal de cloro y las condiciones de la obra, serán las más calificadas para determinar la dosificación requerida

DIAMETRO (plg)	VOLUMEN EQUIV. DE 100" de TUBERIA (galones) (lb)	Cantidad de Cloro para una dosificación de 25 rpm	
		Cloro 100% (gl)	Soluc.de Cl.1%
4"	65,3	0,0135	1/6
6"	146,5	0,0305	3/8
8"	261,0	0,0540	2/3
10"	403,0	0,0850	1
12"	688,7	0,1200	12

Tabla 104: Cantidad de Cloro Requerida para Desinfectar 100 Pies de Tubería
Fuente: Autores.

Cuando los resultados que se obtengan no estén de acuerdo con lo que normalmente se esperarían, se debe presumir que la limpieza de la tubería antes de su instalación o lavado ha sido defectuosa.

Un método conveniente para determinar el gasto de agua en la red que va a ser desinfectada, es llenar la tubería completamente y luego medir el gasto de descarga en un hidrante con un medidor PITOT. Se puede obtener una gran flexibilidad por medio de una serie de orificios que darán lecturas exactas tanto para gastos grandes como para pequeños caudales.

Cloronación de válvulas e hidrantes. En el proceso de cloronar la nueva red, deben operarse todas las válvulas y accesorios mientras la tubería está llena con la solución desinfectante.

Lavado final y comprobación. Después de la cloronación, toda el agua tratada debe ser eliminada de la tubería en sus puntos extremos. Se repetirá este procedimiento hasta que el agua cumpla las normas de calidad con las que se va a servir a los consumidores.

Se verificará satisfactoriamente la calidad del agua, por lo menos durante dos días consecutivos, a través de análisis de laboratorio de muestras tomadas en puntos de la red (protegidas contra posible contaminación exterior). Las muestras no deben tomarse de hidrantes o mangueras que no estén esterilizadas, porque esas muy difícilmente satisfarían las normas de calidad bacteriológica.

En caso de que el tratamiento inicial descrito no dé los resultados que se indican, deberá repetirse el proceso hasta obtener resultados satisfactorios. En caso que esto no ocurra, se deberá adoptar cualquiera de los siguientes procedimientos:

a) Mantener un residuo libre de cloro de por lo menos 0,4 ppm en toda la red. Esto permite el uso inmediato del agua de la nueva red siempre que el residuo de cloro no baje de ese límite. Esto debe continuarse hasta que los análisis de muestras tomadas en dos días consecutivos sean satisfactorios.

b) Debe mantenerse un residuo de cloro en combinación no menor de 1,0 ppm en toda la red. Esto permite el uso inmediato del agua siempre que el residuo no baje de ese límite. El tratamiento debe continuarse hasta que los análisis de calidad del agua durante dos días consecutivos sean satisfactorios.

3.5.7.7 Obras de Arte Varias

3.5.7.7.1 Definición

Las obras de arte varias construirán las estructuras menores como: pasos de ríos y quebradas, cajones para válvulas, alcantarillas y cajones rompe presión, utilizadas en los diversos trabajos de construcción de sistema de agua potable y riego.

3.5.7.8 Pasos de Ríos y Quebradas

Se entenderá por pasos de ríos y quebradas las estructuras de defensas para las tuberías que atraviesan el cauce de un río o quebrada. Se las construye para evitar que los materiales de arrastre, específicamente en crecientes, destruyan o deterioren la tubería. Fundamentalmente consiste en dos muros de hormigón ciclópeo que se localizan paralelamente a la conducción a uno y otro lado de la misma.

Se localizarán en donde indiquen los planos del proyecto y/o el Ingeniero Supervisor.

La forma y dimensiones de estos muros estarán de acuerdo a lo que se indique en los planos y/o el Ingeniero Supervisor y en ningún caso se permitirá un empotramiento a los lados del cauce menor de un metro.

Las excavaciones se limitarán a lo que indiquen los planos del proyecto y/o el Ingeniero Supervisor en lo referente a cotas y dimensiones.

Los encofrados se sujetarán a lo que indiquen los planos del proyecto y/o el Ingeniero Supervisor y la utilización de los mismos en obra estará supeditada a la aprobación parte del Ingeniero Supervisor.

Los hormigones se dosificarán o diseñarán para alcanzar las resistencias propuestas en los planos y una vez vertidos en los encofrados alcanzarán las formas indicadas en los planos.

Las bases para el asiento de la tubería alcanzarán la altura propuesta en los planos y se localizarán en el fondo del cauce entre los muros de defensa previamente a la instalación de la tubería. Posteriormente se rellenará la zanja constituida por los citados muros con material granular según el diseño propuesto.

Los rellenos se localizarán en las partes que indiquen el proyecto y/o el Ingeniero Supervisor

3.5.7.9 Cajones para Válvulas

Se entenderá por cajón de válvulas aquellas estructuras destinadas a alojar y defender a estos dispositivos de posibles agentes externos, sean mecánicos o ambientales, que tiendan a su destrucción.

Las excavaciones se sujetarán tanto en cotas como en dimensiones a lo que indiquen los planos del proyecto y/o el Ingeniero Supervisor.

Los encofrados se sujetarán en dimensiones a lo que se indique en los planos del proyecto y/o el Ingeniero Supervisor. Previamente a la utilización en obra, estos serán aprobados por el Ingeniero Supervisor.

Los hormigones se diseñarán o dosificarán a las necesidades del proyecto y una vez vertidos en los encofrados alcanzarán las dimensiones propuestas en el proyecto.

La mampostería se ejecutará con dimensiones que se indique en los planos del proyecto y/o Ingeniero Supervisor.

3.5.7.10 Tanques de Almacenamiento

3.5.7.10.1 Definición

Se entenderá por tanques de almacenamiento, aquellas estructuras destinadas a acumular volúmenes de agua para efectos de compensar las variaciones de consumo, reservas para combatir sequias y otras contingencias.

3.5.7.10.2 Especificaciones.

La localización de estas estructuras en lo referente a emplazamiento y cotas, se hará estrictamente siguiendo lo que indique los planos y/o el Ingeniero Supervisor.

La ejecución de los tanques de reserva se sujetará estrictamente a las formas, dimensiones y materiales que se indiquen en los planos del proyecto para obtener el volumen requerido.

Los diferentes rubros concernientes a la obra, como excavaciones, rellenos, encofrados, hormigones, enlucidos, drenes, juntas de construcción, etc, se ejecutarán a las especificaciones expuestas en la parte pertinente.

En lo referente a la instalación de las tuberías, accesorios y válvulas necesarias para la operación de la unidad, se la efectuará de acuerdo a los planos, respetando estrictamente lo referente a cotas; además de lo expuesto en las especificaciones.

Para garantizar la impermeabilidad del tanque, los enlucidos se utilizarán hidrófugos de reconocida calidad, en las proporciones adecuadas para este fin.

3.5.7.10.3 Medición y Pago.

Para fines de pago se determinará en el proyecto los volúmenes, áreas y unidades de cada uno de los rubros que intervienen en la estructura y serán pagadas de acuerdo a los precios unitarios contenidos en el contrato previa aprobación del Ingeniero Supervisor.

3.5.7.11 Instalación de Conexión de Parcelas

3.5.7.11.1 Definición.

Se entenderá por instalación de conexiones parcelarias el conjunto de operaciones que deberá ejecutar el constructor para conectar mediante tuberías y piezas especiales, la tubería de la red de riego con la llave de paso o medidor ubicados en un punto específico de la parcela, de acuerdo a lo señalado en el plano tipo correspondiente.

3.5.7.11.2 Especificaciones.

La instalación de conexiones parcelarias se hará de acuerdo a lo señalado en los planos en forma simultánea hasta donde sea posible con la instalación de las tuberías que forman la red de distribución, hasta donde sea posible, en cuyo caso deberán probarse juntamente con ésta.

Los diámetros de las conexiones domiciliarias que quedarán definidos por el diámetro nominal de la tubería de conexión podrá ser de tres tipos: conexiones domiciliarias de 1/2, 3/4 y 1 pulgada (12, 18 y 25 mm respectivamente).

Todos los materiales que se utilicen en la instalación de conexiones domiciliarias deberán llenar los requisitos que señala la especificación pertinente.
El collar de derivación se conectará directamente a la tubería de la red de distribución en la perforación que para el efecto se hará en la misma por medio de herramienta adecuada y aprobada por el Ingeniero Supervisor.

Las roscas que se hagan a las tuberías de Hierro Galvanizado que formen parte de las conexiones, serán de roscas normales hechas con tarrajas que aseguren roscas limpias y bien formadas, al hacer las uniones, previamente se dará a las roscas de las tuberías y conexiones una mano de pintura anticorrosiva u otro compuesto semejante aprobado por el Ingeniero Supervisor. Todas las roscas serán limpiadas de rebabas y cuerpos extraños. Las uniones se apretarán precisamente con llave de tubo sin dañar las tuberías o, piezas de conexión dejándolas completamente impermeables y sin fugas.

3.5.7.11.3 Medición y Pago.

La instalación de conexiones parcelarias será medida para fines de pago en unidades completas por cada conexión, considerándose como unidad de instalación completa, a

satisfacción del Ingeniero Supervisor, de todo el conjunto de piezas que conformen la conexión domiciliaria, incluyendo cuando hubiere la instalación de medidores.

No se estimará y pagará al Constructor los trabajos que deba ejecutar para desmontar y volver a instalar las conexiones domiciliarias que no sean aprobadas por el Ingeniero Supervisor, por entrarse defectuosas o que no hayan resistido la prueba de presión.

El suministro de los materiales para las conexiones domiciliarias, la excavación de las zanjas y la ruptura y reposición de adoquinado o pavimentos que deba hacer el Constructor, le serán estimados y liquidados por separado de acuerdo con los conceptos de trabajos que correspondan en cada caso.

La instalación de conexiones domiciliarias le será pagada al constructor a los precios unitarios estipulados en el contrato.

3.5.8 ESPECIFICACIONES TECNICAS DE MATERIALES.

3.5.8.1 Cemento

3.5.8.1.1 Especificaciones.

El Constructor suministrará con oportunidad el cemento a la obra, en la calidad y la cantidad necesarias.

El cemento será Portland Tipo I y no del tipo IE y cumplirá todos los requerimientos con la norma ASTM C 150 de la última edición.

No se utilizará cemento puzolánico u otro tipo de cemento.

El Constructor presentará un certificado del fabricante de que el cemento es cemento Portland tipo I con ausencia de puzolanas u otros materiales potencialmente activos, y corresponde a ASTM-C-150.

El Constructor es el único responsable por la calidad del cemento que suministra a la obra y por tanto, demostrará mediante resultados certificados de ensayos de control, expedidos sobre la base de análisis físico, químicos, o mecánicos realizados en los lotes entregados. No se aceptará certificados de sello de calidad como substitutos de resultados de análisis de laboratorio.

El Constructor cumplirá las recomendaciones de las Normas ASTM-C 183 para la toma de muestras de cada lote de cemento y ejecutará a su costo y en presencia de la Fiscalización, todos los ensayos necesarios para verificar las características y propiedades del cemento a utilizarse en la obra.

Si uno de los diferentes ensayos ejecutados no cumple con los requerimientos de la Norma ASTM-C 150, el lote de cemento será rechazado por la Fiscalización, debiendo el Constructor proceder de inmediato a retirar del área del proyecto el cemento rechazado.

La Fiscalización realizará todos los ensayos que juzgue necesarios, para verificar la calidad del cemento suministrado cuando éste se encuentre en el sitio de las obras. Si un resultado de los ensayos realizados por la Fiscalización con una muestra simple, no cumple con los requisitos de la Especificación ASTM- C 150 la Fiscalización ordenará al Constructor el retiro del cemento del sitio de almacenamiento y no reconocerá pago alguno al Constructor por concepto del rechazo y retiro del cemento que no cumpla con las condiciones de estas especificaciones. Las fundas del cemento rechazado serán marcadas con pintura para la identificación correspondiente.

El transporte del cemento a la obra se realizará bajo la responsabilidad del Constructor. El equipo aprobado para el transporte garantizará la protección total contra la humedad o la contaminación durante las operaciones de carga, transporte y descarga.

Cuando el transporte se realice en sacos, éstos deberán permanecer completamente cerrados y sanos durante toda esta faena. Todo saco que llegue roto, abierto, deteriorado o con muestras de humedad será rechazado, a expensas del Constructor.

Inmediatamente después de la recepción en el área de la obra, el cemento será almacenado cuidadosamente en bodegas provistas por el Constructor, completamente secas, protegidas contra la humedad y con la adecuada ventilación. Las facilidades del almacenaje serán aprobadas por la Fiscalización y permitirán el fácil acceso, para carga, descarga, inspección e identificación.

Los sacos se almacenarán superpuestos, evitándose su contacto directo con el suelo, en pilas de hasta 12 sacos, cuando vayan a ser utilizados hasta 30 días desde su llegada; y, en pilas de hasta 6 sacos, cuando este tiempo fuera mayor. El Constructor dispondrá permanentemente una reserva de cemento almacenada que garantice una producción continua de hormigón durante un mínimo de 10 días en los períodos de mayor intensidad de trabajo.

Ningún lote de cemento será utilizado en los primeros 7 días de llegada, a menos que haya expresa autorización de la Fiscalización. Luego de aprobada la calidad de los lotes en el área del proyecto, su utilización se efectuará dentro de un periodo de hasta 60 días contados desde su fabricación. Para períodos más largos, la Fiscalización exigirá a cargo del Constructor, la realización de nuevos ensayos y la verificación de la calidad para autorizar su uso.

Previo al transporte del cemento, el Constructor presentará para aprobación de la Fiscalización los certificados que aseguren la calidad del producto. Además mantendrá y entregará a la Fiscalización copias certificadas de registros claros y precisos de todos los envíos y de los números de lotes. De los certificados de la fábrica, de los resultados de los ensayos de control y de las estructuras de hormigón donde se hayan utilizado.

El Constructor se abastecerá, por su cuenta, de las cantidades necesarias de cemento, de fábricas que garanticen un producto de calidad homogénea de acuerdo a las especificaciones ASTM-C 150. El Constructor presentará para aprobación de la Fiscalización, dentro de los 60 días calendarios posteriores a la firma del contrato, los registros de calidad e informes técnicos del cemento, de las posibles fuentes de abastecimiento.

Si el cemento es obtenido de diferentes fabricantes, no se permitirá su mezcla o contaminación durante el transporte y almacenamiento.

3.5.8.2 Agregados

3.5.8.2.1 Especificaciones.

La arena y la grava serán de bandos naturales o procedentes de la trituración de piedras. Las operaciones incluyen la extracción del material en bruto del banco de préstamos, su acarreo a la planta de cribado y lavado; el lavado y cribado incluye el suministro de agua necesaria y las operaciones para retirar el material de la planta, colocarlo en bancos de almacenamiento y transportarlo para su utilización.

En el caso de obtención por trituración se incluye la extracción de la piedra, su fragmentación, su transporte a la trituradora, la clasificación. El almacenamiento temporal del material y su utilización.

Los bancos de arena y grava natural, o de roca para la producción de arena y grava triturada, serán aprobados por la Fiscalización. La arena y la grava natural podrán ser utilizadas sin cribar ni lavar con autorización escrita de la Fiscalización.

La arena para la fabricación de hormigón y mortero, consistirá en fragmentos de roca duros, de un diámetro no mayor de 5 mm. Estará libre de polvo, tierra, pizarras, álcalis, material orgánico, tierra vegetal, mica y otras sustancias perjudiciales.

Cumplirá además con estos requisitos adicionales:

a. Las partículas no tendrán formas lajeadas o alargadas sino esféricas o cúbicas

b. El contenido del material orgánico presentará, en la prueba de color, un color más claro que el color patrón

c. El contenido de polvo (partículas menores de 74 micras: cedazos 200) no excederá el 3% en peso

d. El contenido de partículas suaves, pizarras, etc., sumados con el contenido de arcilla y limo no excederá el 6% en peso

e. Cuando la arena se obtenga de bancos naturales su granulometría estará comprendido entre los límites máximos y mínimos que se expresan en el cuadro siguiente:

Número y abertura de los cedazos A.S.T.M.-E-11		Acumulatico retebudi en %	
Designación	Lado del cuadro de la abertura libre en mm	Mínimo	Máximo
3/8	9.5	-	0
4	4.769	0	5
8	2.380	5	20
16	1.190	15	50
30	0.590	40	75
50	0.297	70	90
100	0.149	90	98
	Módulo de finura	2.2	3.38

Tabla 105: Requisitos de Granulometría para la Arena de Bancos Naturales
Fuente: Autores.

f. Cuando la arena se obtenga por trituración de piedras se procurará que su granulometría esté comprendida entre los límites máximos y mínimos indicados en el siguiente cuadro:

Número y abertura de los cedazos A.S.T.M. (E.11)		Acumulativo retenido en %	
Designación	Lado del cuadro de la abertura libre en mm	Mínimo	Máximo
3/8	9.5.	-	0
4	4.760	0	5
8	2.380	10	25
16	1.190	20	50
30	0.590	50	70
50	0.297	70	90
100	0.149	90	95
MÓDULO DE FINURA:		2.4	3.35

Tabla 106: Requisitos de Granulometría para Arena Triturada
Fuente: Autores.

La Fiscalización podrá autorizar por escrito el uso de arena sin lavar cuando exista alguna situación de emergencia. Salvo en el caso indicado anteriormente toda arena será lavada. La arena para uso de las hormigoneras será lavada y tendrá un contenido de humedad uniforme y estable, no mayor del 6%.

El agregado grueso que se utilice para la fabricación de hormigón será de fragmentos duros de roca, de un diámetro mayor de 5mm, densos y durables, libres de polvo, tierra, pizarras, álcalis, materia orgánica, tierra vegetal, mica u otras sustancias perjudiciales y cumplirá con los siguientes requisitos:

a. Las partículas no tendrán formas lajeadas o alargadas sino esféricas o cúbicas

b. La densidad relativa absoluta no será menor de 2.4

c. El contenido de polvo (partículas menores de 74 micras: retenidas en el tamiz 200) no excederá el 1% en peso

d. El contenido de partículas suaves no excederá el 5% en peso

e. No contendrá materia orgánica, sales o cualquier otra

f. El agregado grueso se dividirá en tres tamaños, que se manejarán y almacenarán por separado para después recombinarse en forma adecuada. Dichos tamaños corresponden a las siguientes mallas de abertura cuadrada:

1. de 4.8 a 19 mm (3/16" a 3/4")
2. de 19 a 38 mm (3/4" a 1.5”)
3. de 38 a 76 mm (1.5" a 3”)

La operación de la planta de cribado evitará la presentación de porcentajes decrementales de partículas menores y mayores que los límites nominales correspondientes a cada agregado.

Cada uno de los tamaños de agregados no contendrá partículas de tamaño mayor y no presentará más de 3% de tamaños menores a los indicados. El agregado grueso se lavará siempre antes de su uso.

3.5.8.3 Agua

3.5.8.3.1 Especificaciones.

El agua a usarse tanto para el lavado de agregados como para la preparación de morteros u hormigones para el curado del hormigón será agua fresca, libre de toda sustancia que interfiera el proceso normal de hidratación del cemento. Se rechazará el agua que contenga sustancias nocivas, como aceites, ácidos, sales, álcalis, materia orgánica, etc. El Constructor presentará a la Fiscalización los resultados de los análisis físico-químicos del agua, y de los ensayos de resistencia, con morteros de cemento. Para la aprobación del agua, la resistencia promedio obtenida será 95% o más de la resistencia obtenida al prepararse el mortero con agua destilada. La especificación a utilizarse será la ASTM-C 109.

3.5.8.4 Aditivos Químicos

3.5.8.4.1 Especificaciones.

La utilización de los aditivos será aprobada por la Fiscalización. El Constructor presentará en los 30 días siguientes a la firma del contrato, todos los datos técnicos actualizados de los aditivos propuestos y las certificaciones de calidad dada por el fabricante o el distribuidor comercial.

Los acelerantes cumplirán los requerimientos de la norma ASTM-C 494 para el tipo E. No se utilizarán acelerantes a base de cloruros. El uso de aditivos no relevará al Constructor de las responsabilidades del curado y protección del hormigón.

Los introductores de aire cumplirán los requerimientos de las especificaciones ASTM-C 260 y C 233. Se añadirán a la mezcladora (concretera), disueltos en agua, durante el tiempo especificado de mezcla.

La Fiscalización señalará los porcentajes óptimos de aire con referencia a los siguientes valores, aunque éstos pueden estar sujetos a modificaciones.

Tamaño máximo del agregado	Porcentaje del aire incluido	
	% promedio de diseño	% Mínimo
3/4"	7	6
1 1/2"	5,5	4,5
3"	4,5	3,5

Todo introductor de aire que hubiere permanecido almacenado por más de 6 meses será rechazado. A menos que se indique lo contrario todos los hormigones deberán contener agentes reductores de agua, los cuales cumplirán con la especificación ASTM-C 494. Estos agentes serán del tipo lignosulfonato y sus respectivas sales y estarán exentos de cloruro de calcio o introductores de aire y de agentes espumantes.

Su dosificación se la realizará de modo similar que para los introductores de aire, y se colocará un minuto después de añadirse el agua a la mezcla. Los porcentajes de dosificación estarán sujetos a las recomendaciones del fabricante y a los resultados de los ensayos de campo. No se permitirá la mezcla de 2 aditivos. Su dosificación y colocación en la mezcla del hormigón se la hará por separado.

3.5.8.4 Acero de Refuerzo

3.5.8.4.1 Especificaciones.

El acero principal de refuerzo será corrugado y cumplirá con las especificaciones de la ASTM-A 615, ó ASTM-A 617.

Los refuerzos en espiral podrán fabricarse con barras lisas de acero, de grado 60, conforme ASTM-A 615 ó ASTM 617, en lugar de las barras corrugadas. No se utilizarán varios grados de acero de refuerzo en una misma estructura.

El alambre para uso como acero de refuerzo cumplirá con la ASTM-A 82.

Las mallas metálicas soldadas cumplirán con ASTM-A 185.

Cada lote de acero de refuerzo se rotulará en fábrica, indicando el nombre de la fábrica y el número del lote. Este rótulo será metálico sujeto con un sello de plomo y colocado en un lugar visible para facilitar la identificación. El Constructor suministrará los certificados de calidad del acero de refuerzo; o realizar análisis de ensayos mecánicos. Podrá presentar copias certificadas por el INEN de los ensayos hechos en fábrica, indicando los resultados de los análisis mecánicos, físicos y químicos requeridos por las especificaciones del material.

3.5.8.5 Ladrillo

3.5.8.5.1 Especificaciones.

Cualquiera que sea el tipo de ladrillo a usarse será aprobado por la Fiscalización y cumplirá con las siguientes características: forma regular con caras planas y paralelas, cocción y color uniforme.

Los ladrillos fabricados a mano tendrán un coeficiente medio de ruptura a compresión de 70 kg/cm^2 y para una muestra cualquiera, el coeficiente mínimo de ruptura será de 50 kg/cm^2.

Los ladrillos prensados tendrán un coeficiente medio de ruptura a la compresión de 120 kg/cm^2 y para una muestra cualquiera el coeficiente a la ruptura no será inferior de 100 kg/cm^2.

Los ladrillos huecos cumplirá con la especificación anterior, y los valores se obtendrán con el área total del ladrillo, sin descontar el área de huecos.

3.5.8.6 Piedra para Mampostería

3.5.8.6.1 Especificaciones.

La piedra para mampostería deberá ser de calidad aprobada y procedente de canteras o yacimientos, será sólida, resistente y durable, exenta de resquebrajamientos o rajaduras u otros defectos que perjudicaren su resistencia; estarán libres de material vegetal, tierra u otros materiales objetables.

Toda piedra alterada por acción de la intemperie o que se encuentre meteorizada, será rechazada. La piedra para mampostería será molón de calidad aprobada, deberá tener las caras planas y no presentará superficies redondeadas, deberá estar exenta de resquebrajamiento u otros defectos estructurales y no se emplearán aquellos desgastados o afectados por la intemperie.

Las piedras para mampostería no deberán tener depresiones o protuberancias que pudieren disminuir su resistencia o que impidan sean debidamente asentadas; la forma será tal que satisfaga los requerimientos arquitectónicos y estructurales de la mampostería especificada.

3.5.8.7 Juntas de Construcción y Dilatación

3.5.8.7.1 Especificaciones.

Se entenderá, en general, por juntas de construcción, la reunión especial que se realice entre dos elementos de hormigón con el objeto de transmitir y contrarrestar esfuerzos de contracción y dilatación entre dichos elementos a fin de que no se produzcan rajaduras, y evitar también filtraciones en estructuras que estén en contacto con el agua.

Las juntas de construcción deberán ser ejecutadas en sitios apropiados para que puedan cumplir con su función, siendo estos, en general, en los cambios de espesor, puntos de inflexión, sitios de unión de hormigones de diferente tiempo de invertido, y en otros puntos donde el hormigón tienda a fisurarse. En los espacios vacíos que se dejen en una junta de expansión o contracción, se colocará, en lo posible, una mano de pintura de asfalto, parafina, aceite, o cualquier otro material que impida la adhesión.

Las juntas de construcción que deban ser impermeables, por estar sujetas a fuertes presiones hidrostáticas, se deberán sellar con bandas o cintas de PVC que tengan alta resistencia a la atracción, con secciones transversales estudiadas para un perfecto empotramiento en el hormigón, y que sean fácilmente empalmables. La colocación de esta cinta elástica sellante se la realizará embebiendo la mitad de ella en el hormigón del primer elemento que se funda; la otra mitad permanecerá pegada a la formaleta para ser embebida posteriormente al fundir el elemento contiguo.

El ancho de la cinta elástica sellante dependerá del tipo de estructura en la que se practique la junta, y estará determinada en los planos respectivos.

3.5.8.8 Material de Subrasante

3.5.8.8.1 Especificaciones.

Son agregados para bases que se los obtendrá de la trituración de grava o roca, y serán fragmentos limpios, resistentes y durables, exentos de material vegetal, grumos de arcilla u otro material inconveniente. La grava será cribada en forma tal para obtener los tamaños señalados en la especificación MOP-001-F-76, sección 908-1.

3.5.9 ESPECIFICACIONES TECNICAS DE TUBERIAS, Y ACCESORIOS

3.5.9.1 Especificaciones.

Para los fines de las presentes especificaciones, "proveedor" es quien provee los materiales de construcción que son materia de la presente reglamentación y, "contratista", es quien los utiliza para la ejecución o construcción de las obras.

El proveedor y el contratista serán responsables por el cumplimiento y provisión de todas las medidas de seguridad que constan en las presentes especificaciones. El proveedor coordinará con el contratista las acciones que sean necesarias para el fiel cumplimiento de la presente reglamentación.

Responsabilidades del contratista. El proveedor se encargará del suministro, de los ensayos en la fábrica y de garantizar que las tuberías de presión para agua potable, con sus piezas de conexión, piezas especiales, válvulas y accesorios, sean adecuados para las condiciones de trabajo y estén de acuerdo con las presentes especificaciones, con los documentos técnicos del proyecto (memorias técnicas, planos) y con los otros documentos contractuales. El proveedor someterá a la aprobación de la fiscalización el tipo, clase, materiales y otras características de las tuberías, válvulas y accesorios a ser suministrados.

Calidad de los materiales. La calidad de todos los materiales a utilizarse en la fabricación de tuberías, válvulas y accesorios a suministrarse será la mejor y a satisfacción de la fiscalización. El Proveedor garantizará la calidad de todos los elementos objeto del suministro. En todos los casos en los que se citen especificaciones publicadas por diversas instituciones, se entenderá que la calidad especificada es la mejor y la que resulte de aplicar la más exigente de esas especificaciones.

Presentación y aprobación de datos. El proveedor enviará al I. Municipio de Saquisilí para su estudio, revisión general y aprobación, seis (6) copias de sus programas de fabricación, y cualquier otro dato, diseño o información aquí estipulado o que se juzgue necesario.

El objeto de la revisión y aprobación de los programas de trabajo es determinar si los materiales a suministrarse están de acuerdo con los requisitos de las especificaciones y con la propuesta.

Dichas aprobaciones no relevarán al proveedor de su responsabilidad en cuanto a dimensiones y detalles de los elementos que deberá suministrar y en cuanto a la coordinación necesaria para tal suministro. Estas revisiones y aprobaciones en ninguna forma modificarán los requisitos del contrato, no relevarán al proveedor de las responsabilidades estipuladas en las bases de licitación.

Interferencias con otros servicios. El proveedor cooperará ampliamente con el I. Municipio de Saquisilí, para lo cual le informará oportunamente su programa de trabajo, obtendrá los permisos y autorizaciones necesarios y adelantará su trabajo de tal manera que no se cause interferencia alguna con otros contratos, con otros servicios públicos, ni con el tránsito de vehículos y peatones en las vías públicas y dentro del área de la obra.

Interpretación de las especificaciones. En todos los casos en que se requiera una interpretación o evaluación de las especificaciones, en cuanto a la adecuada calidad de los materiales, se remitirá a la I. Municipalidad de Saquisilí. Todas las pruebas que se hagan para determinar la calidad de los suministros y de los ensayos de los materiales serán hechos por el proveedor a su costo, bajo la supervisión de la fiscalización.

Remoción de materiales rechazados. El proveedor removerá del área del trabajo, por su cuenta y dentro de las cuarenta y ocho (48) horas de haber recibido la notificación escrita, todos los materiales rechazados, por no ser satisfactorios o por que en alguna forma no están de acuerdo con las especificaciones y los planos.

Así mismo, reparará y sustituirá cualquier material que se dañe como resultado de esta

remoción. Los bienes importados que por cualquier causa fueran rechazados por la fiscalización, serán retornados a su lugar de origen bajo la responsabilidad y costo del proveedor. En caso contrario, el I. Municipio de Saquisilí informará sobre el particular al ministerio de Finanzas para efecto de los respectivos derechos, ya que tales materiales pasarían a ser de propiedad del proveedor y, por lo tanto, no pueden ser objeto de exenciones tributarias.

Sustitución de materiales. Donde quiera que en estas bases se especifique un artículo o alguna clase de suministro por marca de fábrica o por el nombre de alguna patente, fabricante o comerciante, se entenderá que se está requiriendo o especificando tal artículo o material o cualquier otro de igual calidad, terminación y durabilidad, que proveerá igual servicio para el uso que se desea.

Patentes. El proveedor no empleará ningún método patentado de fabricación, ni ningún proceso secreto, ni suministrará ningún instrumento cuya operación esté patentada, a menos que tal método, proceso o instrumento sea de su propiedad o que su uso esté controlado por él, o que haya obtenido el derecho para su uso. El proveedor será responsable por cualquier reclamación hecha al I. Municipio de Saquisilí por transgresión de patentes, por el uso de artículos patentados o por el uso de procesos secretos en la fabricación y terminación del trabajo. El I. Municipio de Saquilí estará autorizado a deducir y retener del dinero que se le deba al proveedor, una suma suficiente para cubrir todos los reclamos por daños que surjan por tal transgresión o uso, y a retener esa suma hasta que se salde o resuelva finalmente dicha reclamación.

Precauciones de seguridad. El proveedor conducirá su trabajo con todas las precauciones de seguridad necesarias para evitar accidentes a su personal, a los del Municipio, al autorizado para visitar e inspeccionar la obra, y al público en general. Se regirá en sus operaciones por las normas establecidas en las leyes, reglamentos u ordenanzas locales en vigencias, y en las especificaciones de seguridad para la salud de los trabajadores estipuladas en el numeral 902 de las presentes especificaciones.

Especificaciones normales. Las referencias que aquí se hacen a las especificaciones normales, tales como las emitidas por la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales (American Society for Testing and Materials, ASTM), la Asociación Norteamericana para Obras de Abastecimiento de Agua (American Water Works Association, AWWA), el Instituto Norteamericano de Normas Nacionales (American National Standard Institute, ANSI), la Organización Internacional para la Normalización (Internatinal Organization for Standardization, ISO), la Comisión Panamericana de Normas Técnicas (COPANT), el Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN) y organizaciones similares, corresponden a la última edición o revisión de las normas a la fecha de cierre de la licitación.

Los materiales o procesos de fabricación que cumplen con otras normas autorizadas de países miembros del BID y del BIRF, Suiza o Taiwán, China y que aseguren calidad equivalente o superior a la de las normas antes mencionadas, podrán ser aceptadas a discreción de la fiscalización. Copias de tales normas, en castellano e inglés, deberán ser adjuntadas a la propuesta. Más adelante se hace referencia a normas específicas; pero, en casos de confusión o de dudas, tiene validez lo especificado en el presente documento, especialmente lo referente a la protección de la salud de los trabajadores.

El Contratista estará obligado a elaborar los planos de montaje de tubería, a base del

diseño de los consultores y a las necesidades de cada una de las unidades que forman parte de las plantas de tratamiento, las mismas que deberán ser aprobadas por el Fiscalizador, previa a la ejecución de los trabajos.

El Fiscalizador exigirá al Contratista todas las pruebas que se requieran para probar la bondad del suministro, aunque las mismas no se mencionen explícitamente en estas especificaciones.

Todas las tuberías, válvulas y accesorios deberán ser nuevos y sin uso; deberán tener una marca de fábrica legible, relativa al tipo y grado del material.

3.5.9.2 Tuberías de Presión de Cloruro De Polivinilo PVC.

3.5.9.2.1 Definición

Esta especificación se refiere al suministro de tuberías de presión de PVC. Toda tubería y elemento a suministrarse bajo esta alternativa, cumplirá con los requisitos de las siguientes normas:

AWWA C-900 "Polyvinyl Chloride (PVC) Pressure Pipe 4 In. Through 12 In. for Water" A STM D2241 "Standard, Specification for Polyvinyl Chloride (PVC) Plastic Pipe (SDR-PR)"; y las siguientes

Normas INEN 504, 506, 507, 508, 1333, 1367, 1368, 1369, 1371, 1372 y 1373.

3.5.9.2.2 Especificaciones.

Materiales apropiados para agua potable. El material PVC empleado en la tubería y otros elementos, no deberán contener ingredientes que al desprenderse en el agua potable sean considerados tóxicos. El material PVC deberá ser aprobado y certificado como apropiado para su uso en redes de agua potable, según las normas INEN 1372 y 1373.

Tolerancias de fabricación. Los tubos serán de la mayor longitud que permita su diámetro. Tolerancias y variaciones en cuanto a dimensiones y espesores cumplirán con las especificaciones AWWA, Designación C-900, ASTM D 2241 o INEN 1373.

Sistemas de unión. Los sistemas de unión de los tubos entre sí o de estos con los demás accesorios de las conducciones, se harán mediante roscas en sus extremos para diámetros de tubería menores a 60 mm, y para diámetros mayores podrán ser del tipo espiga-campana, soldada o automática, con anillo de caucho para producir el sello hidráulico.

El número de hilos en extremos roscados, deberá corresponder a las piezas estándar especificadas en las normas ISO. El material de sello para conexiones roscadas deberá ser de cinta teflón.

Las tuberías deberán ser de material homogéneo, sección circular, espesor uniforme, dimensiones y espesores de acuerdo con la Norma INEN 1373. La superficie cilíndrica interior de los tubos será lisa y uniforme. La tubería no deberá tener defectos tales como: grietas, abolladuras y aplastamientos.

Accesorios. Los accesorios para los diferentes tipos de tubería podrán ser de PVC, fabricados por moldes a inyección o a partir del tubo y su resistencia a la presión interna deberá ser como mínimo, igual a la de los tubos que conectan.

Tubería de PVC Espiga-Campana. Esta tubería está constituida por material termoplástico compuesto de cloruro de polivinilo, estabilizantes, colorantes, lubricantes y exento de plastificantes. La adición de estabilizantes deberá ser tal que garantice la imposibilidad de exceder los límites establecidos por las normas de calidad de agua.

Junta espiga-campana. Para efectuar este tipo de junta, el diámetro interior de la campana corresponderá al diámetro exterior de la espiga. Esta unión podrá realizarse con pegante de presión, soldadura con solvente o al calor. Los pegamentos deberán tener características de aceptabilidad comprobada y de efectos no tóxicos para la salud.

La unión realizada con espiga-campana deberá garantizar un perfecto acople mecánico así como una adecuada impermeabilidad que evite las fugas de agua fuera de las normas establecidas.

Accesorios PVC de campana. Consisten en codos, tees, cruces, reductores, adaptadores, uniones y tapones. Los diámetros interiores de los accesorios corresponderán a los diámetros exteriores de las tuberías, sus superficies internas y externas serán lisas y libres de defectos. Los accesorios serán circulares, y sin achatamientos o alargamientos en sus diámetros. Los accesorios garantizarán una perfecta unión mecánica y una adecuada estanqueidad. Se designarán por sus diámetros nominales y deberán resistir las presiones especificadas para las tuberías, y cumplirán las normas INEN 1373.

3.5.9.3 Otro Tipo de Tuberías.

3.5.9.3.1 Definición

El I. Municipio de Saquisilí tomará en consideración ofertas de otros tipos de tuberías siempre y cuando dichas ofertas cumplan con especificaciones o normas internacionales de reconocida aceptación y cumplan con todos los requisitos generales especificados bajo este ítem, y cuando el ofertante suministre con su oferta toda la información necesaria para su evaluación. En este caso, el ofertante deberá incluir planos de taller y especificaciones técnicas y de fabricación completas; deberá identificar claramente los materiales a utilizarse, los criterios de diseño, las juntas o uniones, las pruebas hidrostáticas, las tolerancias, las formas de anclaje, el recubrimiento exterior y el revestimiento interior, las piezas especiales, de conexión y accesorios, las regulaciones especiales para su manipuleo y transporte, la inspección, certificación y garantía del fabricante, y cualquier otro dato que permita una evaluación justa.

3.5.9.3.2 Especificaciones.

El ofertante de tubería ofrecida bajo "Otro tipo de tuberías" deberá suministrar, además, especificaciones completas para la instalación de sus tuberías de acuerdo con lo estipulado en estas bases y especificaciones técnicas.

La evaluación de cada una de estas alternativas se basará en el costo total de la tubería suministrada, probada y garantizada, lista para ser usada.

Las bridas y accesorios a suministrarse con cualquiera de las tuberías propuestas se dimensionarán de acuerdo con las presiones de ensayos y de acuerdo con las especificaciones correspondientes y se adaptarán a la tubería propuesta.

El ofertante deberá presentar certificados de que el tipo de tubería ofertada dentro de este ítem, ha sido utilizado en proyectos similares a la de la presente licitación y que su experiencia ha sido satisfactoria.

3.5.10 VÁLVULAS

3.5.10.1 Generalidades

Se requerirán en el proyecto válvulas de cierre y válvulas de aire. Las válvulas de diámetro nominal menor que 60 mm tendrán un cuerpo de bronce con extremos roscados y deberán sujetarse a lo dispuesto en las respectivas normas ISO o de la AWWA.

3.5.10.2 Válvulas de Compuerta.

3.5.10.2.1 Especificaciones.

Las válvulas de compuerta tendrán caja de hierro, con montaje total de bronce, sobre disco y caras paralelas. Se abrirán con un movimiento contrario al de las manecillas del reloj. Serán de extremos lisos para acoplarse directamente a la tubería de PVC, mediante uniones GIBAULT. Todas las válvulas serán de vástago estacionario de 50,8 a 2.3, 2 mm, inclusive para usarlas en tubería instalada horizontalmente, llevarán tuercas de operación cuadro o dado de 56,8 mm por lado. Estarán diseñadas para resistir las presiones fijadas para las tuberías. Llevarán marcadas en relieve los siguientes datos: marca, diámetro nominal y presión de trabajo.

Todas las válvulas deberán ser probadas hidrostáticamente durante un período de 30 minutos a 1? veces la máxima presión de trabajo.

3.5.10.3 Válvulas De Compuerta Con Bridas

3.5.10.3.1 Especificaciones.

Cuando se especifique, las válvulas irán provistas de un volante en la parte superior del vástago. En un lugar visible del volante se indicará en relieve por medio de una flecha el movimiento para abrir la válvula, que siempre será en sentido contrario al de las manecillas del reloj.

Las válvulas podrán ir provistas de un sistema de vástago y cuadro de operación de 50 x 50 mm, que será de igual tamaño en todos los diámetros y servirá para ser operada por medio de la llave de válvulas.

Los vástagos serán de rosca interior no ascendente. El casquete, cuerpo, brida, prensa estopa y volante (si fuera con volante), serán de hierro fundido; el vástago, los anillos de asiento en el cuerpo y en la cuña serán de bronce amarillo; la prensa estopa con guarnición de bronce y tuercas de acero para la brida prensa estopa.

El material del cuerpo de las válvulas se sujetarán a la norma ASTM A 126, clase B; las partes de bronce cumplirán con ASTM B -62; el vástago cumplirá con ASTM M-147-7. Las bridas para unión con otros accesorios cumplirán la especificación ANSI-B.16.1-125 y ANSI-B.16.1.250.

Las válvulas se someterán a una presión hidrostática de prueba para verificar que en sus partes no se presenten fugas y deformaciones permanentes debido a los esfuerzos sometidos. La presión de prueba mínima será el doble de la presión de trabajo indicado en las respectivas listas de materiales. Las válvulas estarán protegidas contra la corrosión.

3.5.10.4 Válvulas de Retención Brida.

3.5.10.4.1 Definición

Se entenderá por válvulas horizontales de retención a bisagra (válvulas check), el dispositivo a utilizarse en las instalaciones de agua con el fin de permitir el flujo de agua en una sola dirección, impidiendo el flujo de regreso.

3.5.10.4.2 Especificaciones.

Las válvulas serán de tipo estándar, para ser usadas acopladas a tuberías y accesorios de hierro fundido con bridas.

El cuerpo de la válvula, el casquete y las bridas serán de hierro fundido así como la tapa que tendrá pernos de acero, protegidos contra la corrosión. En el proyecto se utilizan válvulas de hasta 150 mm de diámetro, por lo tanto la compuerta y sus anillos serán de bronce sólido. El resto de partes móviles serán de bronce.

Las bridas para uniones con otros accesorios cumplirán la especificación ANSI-B.16.1-125 y ANSI-B.16.1-250.

La presión mínima de prueba será el doble de la presión de trabajo, indicada en las respectivas listas de materiales.

3.5.10.5 Válvulas de Aire (Ventosas)

3.5.10.5.1 Especificaciones.

Deberán permitir el escape de aire atrapado en pequeñas bolsas que se forman en los puntos altos del sistema, cuando este se encuentra bajo presión.

El cuerpo de esta válvula será de fundición gris, construido bajo normas internacionales, con sección de acople roscada; el flotador será de acero inoxidable o de acero recubierto con caucho sintético u otro material protector.

3.5.10.6 Válvulas de Aire de Doble Orificio

3.5.10.6.1 Especificaciones.

Deberán permitir el escape automático de grandes cantidades de aire cuando la tubería se está llenando de agua, así como la liberación constante de aire cuando se forman bolsas durante el servicio. También deberán permitir la entrada de grandes cantidades de aire cuando la tubería esté descargándose, evitando la depresión interna.

La válvula podrá ser el resultado de la combinación de una válvula de aire y vació con una válvula de alivio de aire, o tener integrados los dos mecanismos en un solo cuerpo.

El área del orificio de descarga y admisión de aire será, por lo menos, igual al área de la sección de ingreso a la válvula.

La válvula será diseñada de igual manera que el flotador del orificio mayor quede protegido contra la acción directa del aire, para evitar que este flotador cierre prematuramente. El mecanismo de alivio de aire deberá permitir la expulsión del aire atrapado cuando la tubería esté trabajando a presión.

El cuerpo de la válvula será bridado, fabricado de fundición gris, bajo la norma ASTM A 48 clase 30 o equivalente, o de función dúctil, de acuerdo a normas internacionales. Los flotadores serán de acero inoxidable o de acero recubierto por caucho sintético, u otro material protector.

3.5.10.7 Válvulas Flotadoras

3.5.10.7.1 Especificaciones.

Deberán permitir una operación segura solo por el movimiento del flotador, abriendo cuando el nivel de agua baje a una posición predeterminada, y cerrando progresivamente hasta alcanzar el nivel establecido sin producir golpe de ariete.

El cuerpo de la válvula será para acople mediante brida, de fundición gris de acuerdo a normas internacionales; el brazo del flotador y el flotador mismo serán de materiales resistentes a la corrosión y para presiones de operación de proyecto.

El cuerpo y las bridas serán de hierro fundido; el mecanismo de cierre de bronce o montado en bronce. Las bridas para unión con otros accesorios cumplirán las especificaciones ANSI-B.16.1-125 y ANSI-B-16.1-250.

3.5.10.8 Tramos Cortos

3.5.10.8.1 Especificaciones.

Serán de hierro fundido o de hierro dúctil, según lo especifique el proyecto, y cumplirán con los requisitos particulares para cada material.

Para diámetros de 350 mm y menores se permitirá usar tramos cortos de hierro fundido en lugar de hierro dúctil, siempre que se certifique el cumplimiento con las normas de fabricación vigentes en el país.

La longitud de los tramos cortos deberá ajustarse de acuerdo a las dimensiones de las válvulas seleccionadas y aprobadas por la fiscalización.

Los tramos provistos de bridas, éstas tendrán las perforaciones compatibles con las de accesorios y/o válvulas a las que deben acoplarse. En los tramos que deban unirse mediante junta mecánica el diámetro exterior deberá ser compatible con el diámetro exterior del extremo liso del accesorio o válvula al que deba empatarse y con el tipo de unión mecánica a utilizarse.

3.5.10.9 Cajas Válvulas de HF

3.5.10.9.1 Definición

Es el accesorio que permite el alojamiento en su interior de válvulas para su operación y protección de la intemperie.

3.5.10.9.2 Especificaciones.

Las cajas válvulas deben ser de hierro fundido con acabados de buena calidad. La caja válvula estará formada por dos elementos, un anillo al que en la parte superior se acoplará una tapa la que en su lugar exterior llevará impreso en bajo relieve la palabra AGUA y que estará unido al cerco del anillo por medio de una cadena soldada, la caja propiamente dicha cuya parte inferior del cerco o anillo debe adaptarse para recibir un neplo o tubo de PVC de 150 mm o 200 mm y cuya longitud se determinará en sitio.

Las cámaras para acceso a válvulas y piezas de tubería se construirán como se muestra en los planos. La profundidad de la cámara será ajustada para que se enrase con el nivel del terreno circundante.

Todas las tapas serán reforzadas, excepto donde indique en los planos. Las tapas y los marcos de los registros serán fijados en las posiciones mostradas en los planos; los marcos serán sólidamente asentados y nivelados, para que las tapas queden perfectamente ajustadas y niveladas con las superficies adyacentes.

Los peldaños de acceso en las cámaras de válvulas deberán ser de hierro galvanizado, de acuerdo con AASHTO M 111-68. El tamaño y espaciamiento será el mostrado en los planos.

El espacio que quede entre el neplo y la excavación deberá rellenarse con grava fina y mediana, compactada de tal manera que el neplo quede bien asegurado. Las cajas de válvulas para hidrantes serán construidas con mampostería de ladrillo mambrón y mortero cemento-arena en proporción 1:3 de 0,30 m x 0,30 m (dimensiones interiores) y por una altura de 0,50 m, alrededor de la válvula. Igual al caso anterior se procederá a rellenar el espacio que quede parte exterior del neplo y la caja de mampostería, así como con la pared de la excavación.

Las válvulas de aire, se utilizarán en la línea de conducción, en los lugares indicados en los planos. Su cuerpo exterior será de hierro fundido y en su interior dispondrá de un flotador clapeta y pistón que servirá para efectuar el cierre o apertura de la chimenea de evacuación.

3.5.10.10 Uniones Mecánicas Tipo Gibault

3.5.10.10.1 Especificaciones.

Generalidades. Las uniones mecánicas serán de tipo manguito con empaque, de un diámetro adecuado para encajar en la tubería. Cada acoplamiento consistirá de un (1) anillo de H.F., de dos (2) anillos laterales de H.F., dos empaques de caucho y un mínimo de cuatro (4) pernos de acero para comprimir los empaques en forma adecuada.

Anillo central. El anillo central tendrá una sección circular correcta, libre de irregularidades, puntos planos y defectos superficiales. Se lo construirá de una sola pieza para todos los espesores hasta 2" (50,8 mm) inclusive.

El anillo central dispondrá de una proyección interna, en forma de anillo también, para separar los extremos de los tubos, los dos extremos tendrán un acampanamiento cónico para recibir los empaques.

Anillos laterales. Estos serán fabricados de una sola pieza. Deberán tener la resistencia suficiente para acomodar el número de pernos necesarios para obtener la presión adecuada en los empaques sin necesidad de deformarlos excesivamente.

La forma de estos anillos será diseñada de tal manera que se obtenga un confinamiento total y positivo del empaque.

Los pernos de la unión serán del tipo de cuello elíptico y cabeza como la de los pernos de eclisa, con rosca laminada. El fabricante proporcionará la información referente a la torsión recomendada para el ajuste de los pernos. Todas las aberturas en los anillos laterales serán ovaladas para obtener mayor resistencia.

Empaques. Los empaques serán de un tipo de caucho, cuyas especificaciones hayan estado en uso general en uniones mecánicas por un período no menor de diez (10) años. Los empaques serán fabricados bajo las siguientes especificaciones:

Durámetro: 75 +/- 5
Aplastamiento por comprensión:

4% máximo a los 30 minutos
3% máximo a las 3 horas.

El aplastamiento por comprensión se lo determinará utilizando disco de 3/4" de diámetro por 1/2" de espesor (19,05 mm de diámetro por 12,7 mm de espesor), cortados de placas de 3" de diámetro (76,2 mm de diámetro), sometidos a 600 lb/plg? de presión (42,2 kg/cm?) durante 48 horas a la temperatura ambiente. En otros aspectos, el procedimiento se ceñirá a los requerimientos de las especificaciones D 395, método A, de la Sociedad Americana para el Ensayo de Materiales, utilizando el dispositivo de carga externa.

Especificaciones. El Contratista debe certificar, al Fiscalizador, antes del despacho de los materiales, que éstos han sido probados y que cumplen los requisitos de estas especificaciones. Todas las uniones GIBAULT serán recubiertas.

3.5.11 ESPECIFICACIONES PARA EQUIPOS

3.5.11.1 Especificaciones.

Previo a cualquier suministro, el Proveedor deberá entregar los detalles de equipos y accesorios que sean necesarios para el montaje, operación y mantenimiento, incluyendo todos los datos del material eléctrico que él intenta suministrar, para la aprobación por escrito del Fiscalizador.

Todos los equipos a suministrarse tendrán como mínimo las cualidades y calidades indicadas bajo los respectivos ítems. El proveedor podrá ofertar equipos alternos, siempre y cuando se cumplan los objetivos del proyecto. Se dará preferencia a sistemas de operación, control e instrumentación mecánica de fácil operación y mantenimiento, compatibles con los recursos de personal y tecnologías existentes en Saquisilí.

El suministro de cada equipo deberá incluir (en idioma español):

Planos de detalle
Plan de mantenimiento detallado
Instrucción de mantenimiento
Manual de operación
Manual ilustrado de detección y reparación de fallas
Lista de repuestos detallada e ilustrada.

Cada equipo tendrá un letrero de metal que indique:

Fabricante:.....	Año de construcción:.....
Potencia:.....	Corriente nominal:.....
Revoluciones:.....	Eficiencia:.....
Tipo de lubricante:.....	Factor de potencia:.....
Presión admisible:.....	Número de fases:.....
Voltaje:.....	

Todos los equipos deberán estar provistos de los controles necesarios para su operación y mantenimiento, como: manómetros, indicadores de revoluciones, niveles de agua y aceite, luces de control, etc., según sea el tipo de equipo.

Protección:	IP-54 Para motores de bombas de agua cruda, desinfección.
Clase calórica:	F Para motores mayores a 20 Kw. A Para motores menores a 20 Kw.
Corriente de arranque:	Imax = 5 (I nominal)
Tensión de prueba:	1.000 V
Factor de servicio:	1,15 para motores mayores a 20 Kw 1,20 para motores menores a 20 Kw
Voltaje:	460 V para motores de bombas sobre 40 Kw 220 V para otros motores
Frecuencia:	60 Hz

El volumen de los trabajos abarca el suministro y montaje de equipos hasta su estado final de funcionamiento y pruebas.

3.5.12 MATERIALES

3.5.12.1 Especificaciones.

Todos los materiales a usarse deben ser nuevos. Todos los materiales deberán satisfacer las exigencias mínimas de normas o reglamentaciones existentes en el Ecuador o de instituciones locales. En caso de no haberlas, deberán cumplirse reglamentaciones reconocidas dadas por instituciones como: ISO, ASTM, ASHTO AWWA, VDE, IEC, NEC o alguna norma equivalente.

La construcción de todas las partes de la instalación, debe ser realizada en tal forma que resulte fácil la limpieza, las pruebas y reparaciones.

3.5.13 EMBARQUE Y TRANSPORTE

3.5.13.1 Especificaciones.

El embarque, almacenamiento y transporte de todos los equipos deberá efectuarse de tal manera que se asegure la conservación de la calidad y aceptabilidad de los equipos a ser incorporados en la obra. En el empaque y protección de los equipos se deberá considerar que éstos puedan permanecer a la intemperie por un período de hasta 12 meses, antes de ser instalados.

Todos los equipos deberán almacenarse de tal manera que se facilite su inspección en cualquier momento. Todos los equipos que se incorporen a la obra deberán ser inspeccionados y aprobados por el Fiscalizador.

3.5.14 PEDESTALES DE MANIOBRA Y EQUIPOS MENORES DE OPERACIÓN

3.5.14.1 Definición

Se entenderá por pedestales de maniobra equipos menores de operación a los soportes de hierro fundido (pequeñas columnas) con base para asegurarse al piso y capitel donde se asienta el volante de maniobra, además de las varillas de extensión, articulaciones, etc. que complementarán los pedestales.

3.5.14.2 Especificaciones.

El constructor suministrará los pedestales y mecanismos de transmisión y mando (varillas, articulaciones, contrapeso, pedestal) para la operación de válvulas hidráulicas cuando estas se vayan a operar en forma independiente una de otra. Previamente al suministro el constructor someterá a consideración del Fiscalizador las características de estos dispositivos.

3.5.14.3 Medición y Pago.

Los pedestales y equipos menores de operación serán medidos para fines de pago por pedestal completo incluyendo todas sus partes: volantes, accesorios, dispositivos y mecanismos señalados por el proyecto.

3.5.15 MEDIDORES DE CAUDAL

3.5.15.1 Especificaciones.

En las líneas de conducción y en las acometidas a redes secundarias señaladas en los planos, se requerirán medidores para el aforo de caudales. Los medidores cumplirán con las recomendaciones dadas por los estándares C704-10 de la AWWA.

Los medidores mecánicos de caudal constarán de un rodete de aleta en forma de hélice, que estará en contacto con el agua. Serán de diseño hidrodinámico para provocar poca resistencia al flujo.

El movimiento de este rodete será transmitido a un registrador consistente en un indicador instantáneo de caudal y a un totalizador, que indicará simplemente el número de metros cúbicos que pasan por el medidor.

Deberá estar provisto de un mecanismo anti-reversa para no totalizar el flujo, cuando éste cambie de dirección.

El rodete será fabricado de plástico o cualquier otro material resistente a la corrosión y no flexible. El cuerpo del medidor de caudal será de hierro fundido o fundición dúctil. El eje del medidor deberá ser guarnecido y de acoplamiento magnético.

El medidor registrará el caudal en unidades métricas con una tolerancia máxima del 2% del caudal requerido y no deberá provocar una pérdida de carga mayor a 10 cm. El diámetro del medidor corresponderá al tamaño nominal DN y a la presión nominal PN de la línea en la que se instale.

3.5.16 INSTALACION DE EQUIPOS

3.5.16.1 Especificaciones.

El equipo deberá ser cuidadosamente desempacado y revisado, cualquier daño o deficiencia será responsabilidad del proveedor y deberá ser reportado inmediatamente al Fiscalizador.

La instalación deberá incluir todo el material y las operaciones auxiliares para el óptimo funcionamiento del equipo.

El Contratista utilizará, para la instalación de los equipos, técnicas adecuadas, personal especializado y equipo auxiliar de instalación de manera de preservar los equipos y asegurar que los mismos estén bien alineados y en la posición correcta.

El equipo será instalado de acuerdo con las instrucciones del fabricante y los hoyos, cámaras y piezas especiales serán colocadas de acuerdo con los planos de montaje. El proveedor llevará a cabo todo el desempaque, y el contratista realizará el relleno de puntos y ajustes requeridos para la completa instalación.

El hormigonado de fijaciones, marcas de sustentación, puntos de amortiguación, forman parte de este item y deberán realizarse mediante rellenos sin contracción.

3.5.17 PRUEBAS E INSPECCION

3.5.17.1 Especificaciones.

Cuando el equipo esté listo para probarse, el Contratista informará al Fiscalizador, con no menos de 48 horas de anticipación, su intención de probar el equipo, de manera que el Fiscalizador esté presente durante la prueba.

Cada equipo tendrá que realizar una prueba preliminar para asegurar que ha sido correctamente instalado y es capaz de llevar a cabo el trabajo requerido.

Después de realizadas las pruebas preliminares, el Contratista hará funcionar las estaciones de bombeo de agua cruda y agua tratada y el sistema de desinfección, a su caudal máximo durante 30 días seguidos y con un funcionamiento continuo de 24 horas al día. Durante este período, el Contratista hará los ajustes necesarios. Tanto el Contratista como el Fiscalizador participarán en esta prueba, que deberá obtener resultados satisfactorios para el Fiscalizador.

Una vez aceptado todo el equipo, el Contratista deberá poner a disposición del Fiscalizador, durante el período de prueba de la obra, el personal especializado y con suficiente experiencia para la operación de las plantas de tratamiento. La nómina del personal y su experiencia, serán previamente aprobadas junto con un programa detallado de registro diario de calidad y caudales de agua, consumo de reactivos, actividades de operación y mantenimiento, y costos de operación y mantenimiento. Durante el período de prueba, el Contratista deberá capacitar y entrenar al personal asignado por el Fiscalizador para la operación y mantenimiento de las plantas.

3.5.18 GEOMEMBRANA PARA RESERVORIOS

3.5.18.1 Especificaciones.

Las membranas para reservorios, serán de PVC o de Polietileno, fabricadas con características técnicas especiales, de alta flexibilidad. Las geo membranas a instalarse serán las fabricadas en anchos sin uniones de 5.0 m hasta 10.5 m y un espesor de 3.00 mm.

3.5.18.2 Medición y Forma de Pago

Se pagará por metros cuadrados correctamente instalados y probados al precio unitario contratado.

F A S E II: DISEÑOS DEFINITIVOS

3.6 MANUAL DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

O P E R A C I O N

3.6.1 DEFINICIONES Y CONCEPTOS

La operación y mantenimiento de un sistema de riego son aspectos que conciernen al funcionamiento del sistema, es decir a su fase de uso, luego de que dicho sistema ha sido planeado, diseñado y construido. Es decisiva la importancia de llevar a cabo en forma organizada, sistemática y técnica esos aspectos de operación y mantenimiento, ya que de ello depende que el sistema de riego entregue los servicios para los cuales la comunidad los materializó.

Considerando que la operación y mantenimiento ocupa un sitio vital en la existencia del sistema de riego, y del organismo que lo maneja, se ha elaborado el presente Manual, cuyo propósito es reunir en forma clara todas las tareas y prácticas que integran la operación y mantenimiento, sobre la base principalmente de la experiencia acumulada en el país y en el propio sistema de riego de la Comuna Salamalag Centro. Con este manual se conseguirá que las tareas a ejecutarse se independicen de las personas.

3.6.2 OPERACIÓN.

La operación es el conjunto de acciones destinadas a lograr que las instalaciones y equipos entreguen las funciones y resultados debidos. La operación, para el caso de un sistema de riego, tiene que ver básicamente con las siguientes clases de actividades:

- Modificación de los flujos de agua: aumento, disminuciones, cortes y desvíos.
- Iniciación, terminación o cambio en la adición de sustancias químicas al agua.
- Obtención y registro de datos provenientes del funcionamiento del sistema.

3.6.3 MANTENIMIENTO.

Es el conjunto de acciones destinadas a lograr que las instalaciones o equipos conserven la capacidad para entregar las funciones o resultados debidos. El mantenimiento tiene que ver básicamente con las siguientes clases de actividades:

- Prolongación de la vida útil de los diversos elementos.
- Eliminación de aquello que perjudique al buen funcionamiento de instalaciones y equipos.
- Limpieza y ordenamiento en general.
- Sustitución, arreglo o reposición de elementos o procesos fuera de orden.

Las tres primeras clases integran en general lo que se conoce como **mantenimiento preventivo,** y la última sería el **mantenimiento correctivo** o reparación de daños. Lo fundamental, y ese es uno de los objetivos principales del presente Manual, es que el sistema de riego este sujeto siempre a mantenimiento preventivo, que se ha demostrado resulta a la larga más económico; sin embargo también hay que establecer para el mantenimiento correctivo, ya que por diversas causas no dejan de ocurrir daños cuya reparación es necesario atender inmediatamente.

La operación y mantenimiento se halla siempre estrechamente ligados entre sí, a tal punto que a veces resulta difícil señalar el límite que lo separa; y es muy frecuente que la operación y mantenimiento preventivo sean ejecutados por el mismo personal. Por razones de claridad, sin embargo, en este Manual se tratarán individualmente.

La mayor parte de los equipos, disponen de manuales de Operación y Mantenimiento proporcionados por los fabricantes, las instrucciones de estos documentos se entregarán incorporadas en este Manual y deben seguirse adecuadamente.

3.6.4 ASPECTOS DE ORGANIZACION.

Las labores de operación y mantenimiento del sistema de riego para la Comuna de Salamalag Centro estarán confiados a la respectiva Junta de Aguas Parroquial.

Para el cumplimiento cabal de estas funciones, la Junta de Aguas Parroquial organizará dentro de su personal a las personas idóneas para desempeñar estos trabajos y de ser necesario deberá subcontratar a las empresas o personas necesarias para mantener el sistema en las condiciones necesarias para realizar una buena operación.

Se recomienda conformar unidades de operación y mantenimiento de acuerdo a los componentes del sistema, de esta manera habrá quien se encarga de la captación, conducción, reserva y redes de distribución.

La entidad encargada del manejo del sistema será la JUNTA ADMINISTRADORA DEL SISTEMA DE RIEGO elegida por todos los usuarios, contará con el siguiente personal:

- Presidente Junta de Aguas 1
- Jornaleros 2

3.6.4.1 Personal para operación.

- Presidente Junta de Aguas.
- Casa Comunal: Secretaria.
- Captación y Conducción: Un jornalero
- Redes de distribución: Un jornalero

3.6.4.2 Personal para Mantenimiento.

El personal de Jefatura y de oficina es común para operación y mantenimiento, debe así mismo señalarse que el resto del personal indicado para operación se utilizará igualmente para tareas de mantenimiento preventivo y correctivo. Sin embargo, como se explicó anteriormente, de ser necesaria la participación de personal adicional al mencionado se deberá subcontratar al mismo de acuerdo a las necesidades del Departamento.

3.6.4.3 Descripción de las Funciones

a) JUNTA DE AGUA PARROQUIAL.

Las actividades que se deben realizar en esta sección son las siguientes:

- La programación anual de los trabajos de operación y mantenimiento del sistema de riego.

- La elaboración de un registro detallado y los planos actualizados de todas las instalaciones de captaciones, conducciones, tanques de reserva y tuberías de distribución. En estos planos deberán constar los cambios, modificaciones y ampliaciones que se lleve a cabo en el sistema, con objeto de facilitar la permanente supervisión y programación de los trabajos. Se debe mantener un plano actualizado en archivo y otro para trabajos de oficina y de campo.

- Conformación y actualización del catastro de usuarios junto con el sistema de medición y facturación de consumos.

- La revisión y aprobación de solicitudes de nuevas conexiones de riego, determinación del costo de las conexiones y revisión de planos de redes de riego para nuevas parcelas.

- Colaboración con el departamento de Obras Públicas y Servicios Municipales en la preparación de proyectos de obras de ampliación de los sistemas.

- Llevar un registro de los trabajos efectuados y del control de las actividades de operación y mantenimiento, y de otras estadísticas que faciliten la programación y evaluación anual de los trabajos.

- Llevar el archivo de toda la información técnica, manual y lista de todos los equipos mecánicos y eléctricos instalados en el sistema.

b) UNIDADES DE OPERACION Y MANTENIMIENTO.

Las actividades que se deben realizar en esta sección son las siguientes:

- Operar adecuadamente y mantener siempre en óptimas condiciones de servicio las captaciones.

- Encargarse de la operación y el mantenimiento de las conducciones que funcionan en el sistema.

- Supervigilar constantemente las fajas de protección de las conducciones así como rompe-presiones, válvulas de aire y de desagüe y otras obras especiales.

- Evaluar y actualizar las rutinas de operación, mantenimiento preventivo y mantenimiento correctivo, relativo a captaciones y conducciones.

- Operar correctamente, mantener en óptimas condiciones de servicio y conservar las instalaciones de la unidad de desinfección.

- Aplicar y evaluar los resultados en base a las normas nacionales e internacionales de potabilización y controlar permanentemente la calidad del agua producida.

- Operar el reservorio de almacenamiento, así como las redes de distribución.

- Coordinar y ejecutar el mantenimiento de las instalaciones de almacenamiento y de las redes de distribución de la Comuna Salamalag Centro, para evitar el desperdicio y la contaminación del agua.

- Ejecutar la colocación de las nuevas conexiones parcelarias que aprobare la Jefatura, bajo estricto registro y control, por medio exclusivamente, del personal autorizado por el departamento.

- Ejecutar el corte, restablecimiento o supresión de conexiones parcelarias.

- Evaluar y actualizar las normas y rutinas de operación mantenimiento preventivo y correctivo (reparaciones), referentes a las instalaciones de almacenamiento y a las redes de distribución.

- Llevar el control de lecturas de los medidores-registradores de caudal instalados en cada red.

3.6.4.4 Características del Personal.

En los numerales anteriores de este manual se propone una lista de empleados y trabajadores a encargarse de la operación y mantenimiento de los sistemas, distribuyendo el personal según grandes componentes físicos.

Se procede ahora a señalar los requisitos básicos que deben exigirse a tal personal.

a) JEFATURA.

- Jefe de Operación y Mantenimiento:
  Técnico con dos años de experiencia preferiblemente.
- Secretaria:
  Taquimecanógrafa, con no menos de dos años de experiencia.

b) UNIDAD DE OPERACION Y MANTENIMIENTO.

- Dos jornaleros:
  Instrucción primaria con conocimiento sobre labores a desarrollar.

3.6.5 RELACIÓN GENERAL DE LOS ELEMENTOS OPERABLES

Se denominarán "elementos operables" a aquellos mecanismos, aparatos o componentes del sistema que el Operador pueda maniobrar o utilizar para llevar a cabo las diversas actividades de operación.

En el sistema de riego de la Comuna Salamalag Centro, los elementos operables, se distribuyen en las unidades de captación, reservas y redes de distribución, y puede decirse que el volumen de las tareas de operación son similares que el de las tareas de mantenimiento.

Los elementos operables del sistema son los siguientes:

a) Captaciones: Compuertas de control en el azud y aguas abajo del desarenador, para limpiar los depósitos situados delante del azud, y en la cámara del desarenador para el caso de la captaciones en las quebradas.

b) Desarenador: Las compuertas del By-pass y desagües para el lavado del desarenador en el caso de la captación de las quebradas.

c) Conducciones: Válvulas de aíre, válvulas de desagüe y válvulas de paso.

d) Reservorio de almacenamiento y redes de distribución:

   - Válvulas de entrada y salida en el reservorio y en los sectores de las redes
   - Unidades de medición de caudales de agua en el reservorio de almacenamiento y al inicio de ciertos sectores de la red.
   - Válvulas de compuerta en las diversas líneas de las redes de distribución.
   - Válvulas de desagüe e hidrantes de las redes de distribución.

3.6.5.1 Instrucción de Operación

3.6.5.1.1 Captación

Debe indicarse que el caudal total captado en todas las vertientes es de 7.0 l/s.

A continuación se presentan las actividades que el operador debe realizarlas en forma rutinaria.

El operador visitará de manera semanal las diferentes vertientes y observará el caudal que llega al reservorio de almacenamiento. Al notar disminución, efectuará la inspección a fin de detectar y corregir las deficiencias encontradas.

Durante las visitas que realizará el operador a las captaciones de las vertientes verificará de manera quincenal el manipuleo de válvulas, para verificar que estas giran fácilmente. De igual manera inspeccionará la captación para detectar posibles fuentes de contaminación, caso de haberlas tomará las medidas necesarias para evitar dicha contaminación.

3.6.5.1.2 Desarenador.

Cada captación está conformada con un desarenador el cual cuenta con una compuerta para su operación:

- Lavado de un desarenador: Partiendo de que el desarenador están en funcionamiento, para lavar el desarenador se debe primero abrir la compuerta del desague ubicada al final de dicha estructura, que permite el lavado y desalojo de materiales mediante un canal de desague hacia la quebrada, con lo que se inicia el vaciado del desarenador con el arrastre del material depositado en su interior. En caso de existir material que no haya sido removido del interior del desarenador se deberá realizar la limpieza manualmente. La frecuencia del lavado depende de las características del agua, y de condiciones climáticas, siendo el operador quien tome la decisión de lavar la unidad.

- Suspensión del flujo en la conducción: para suspender el flujo en la conducción se debe abrir la compuerta de desague del desarenador y cerrar la válvula de ingreso a la tubería de conducción.

3.6.5.1.3 Conducciones De Agua

El sistema está constituido por tres conducciones de agua cruda, la primera proveniente de la Quebrada Achupalla Huayco al tanque recolector, la segunda que transporta el agua desde la captación ubicada en la Quebrada Almayda Tingo al tanque recolector y la tercera desde el tanque recolector al Reservorio de almacenamiento.

Las conducciones transporta el agua desde las captaciones hasta el reservorio de almacenamiento tiene una longitud de 1034.48 metros en tubería de PVC de varios diámetros. La conducción cuenta con el número de válvulas, aire y drenaje, necesario y suficiente para una correcta operación de la misma.

Para iniciar el funcionamiento en los primeros tramos de las líneas de conducción, deberá seguirse los siguientes pasos:

a) Verificación del funcionamiento de las válvulas de aire.

b) Apertura de todas las válvulas de purga o drenaje.

c) Apertura de la válvula o compuertas para que inicie el ingreso de agua al tramo, de tal manera que la velocidad del agua en la tubería no sobrepase los 0.3 m/s.

d) Luego de verificar que el agua salga por la primera válvula de drenaje, ubicada cerca al punto de ingreso de agua, se procederá a su cierre, el mismo que deberá realizarse en una forma lenta. Este mismo procedimiento se lo realizara con la válvula de purga siguiente, y así sucesivamente.

Para efectos de control de fugas se debe suspender la circulación de agua sin vaciar la tubería del tramo cerrando lentamente la válvula de corte, para evitar el fenómeno del golpe de ariete.

En caso que se requiera vaciar la tubería del tramo, deberá seguirse los siguientes pasos:

1. Verificación del funcionamiento de válvulas de aire;

2. Cierre de la válvula por donde ingresa el agua a ese tramo, e ingreso de aire a través de las ventosas.

3. Apertura de la válvula de drenaje en cada tramo, comenzando desde la válvula que está más cerca al ingreso de agua (mayor cota), y luego la siguiente y así sucesivamente;

Para iniciar el funcionamiento de cualquiera de los tramos de conducción de agua, se deberá seguir los mismos pasos que para el primer tramo.

Para el vaciado total de cualquier tramo, cuando se realice reparaciones, debe seguirse los mismos pasos que para el tramo primero, anteriormente descrito.

El operador efectuará el recorrido de la conducción, inspeccionando las obras de arte, pasos subfluviales, cajas de revisión, válvulas de aire y desagüe y otros; en caso de detectarse alguna falla significativa o anomalía se dará aviso inmediato al grupo de reparación.

3.6.5.1.4 Reservorio

Después de efectuada la inspección y la observación minuciosa del estado de los diques, enrocados, espigones y de todas las obras de arte, se elaborará un programa de reparaciones y de los trabajos requeridos para que todas las otras queden en perfectas condiciones.

Esto incluye también el programa de mantenimiento de equipos indispensables para los trabajos deberán llevarse a cabo cumpliendo con las especificaciones respectivas vigentes durante la ejecución de las obras.

Los trabajos rutinarios abarcarán las reparaciones indicadas en los Informes de observación después del periodo de avenidas, comprendiendo en términos generales los siguientes trabajos:

a. Reparación de diques
b. Reparación de los taludes, si presentan deterioros debidos a las avenidas o precipitaciones, vientos, como también de los senderos formados en los taludes.
c. Reparaciones de los taludes aguas abajo dañados por lluvias, vientos y acción de personas y animales.
d. Reparaciones de las coronas de diques. Controlar si no se han producido asentamiento irregular (mayor de 10 cm).

De haber sido dañada la protección de la orilla en los taludes del dique, también será preciso repararla. Si se mostrara que el dique no presenta la impermeabilidad suficientemente, se apareciera filtración en el pie aguas abajo o tubificación, en el talud aguas arriba habrá que colocar una capa impermeable con zanja suficientemente profunda en el pie del dique.

Si se mostrara la existencia de filtraciones, especialmente en los contactos de la tubería de cruce con el cuerpo del dique, se efectuará la excavación hasta el tubo y se rellenará nuevamente con material impermeable, esmerada y correctamente compactado. Rellenar nuevamente la parte adyacente del dique, efectuando la compactación según las especificaciones respectivas

3.6.5.1.5 Redes De Distribución

En el sistema de riego se han diseñado tres alas de distribución totalmente independientes. El diseño se ha considerado la instalación de válvulas de compuerta que nos permiten aislar las redes grandes en circuitos más pequeños que nos permitirán realizar instalaciones y arreglos sin afectar al servicio de los restantes usuarios.

Llenado de las redes

Para el llenado de las redes de distribución deberá observarse los siguientes pasos:

a) Verificar que los hidrantes estén abiertos para permitir la salida y entrada de aire, al momento del llenado de las tuberías.

b) Se deberá cerrar todas las válvulas de compuerta que sirven para aislar las diferentes mallas principales.

c) Apertura de la válvula correspondiente que controla la alimentación a la red de distribución.

d) Abrir todas las válvulas de la malla de distribución principal más cercana al punto de alimentación y proceder al llenado de las tuberías principales y secundarias, hasta que se haya eliminado el aire existente en las mismas, a través de hidrantes y empiece a salir agua en forma permanente. Luego se cerrarán los hidrantes de dicha malla.

e) Posteriormente, siguiendo los mismos pasos de literal b), se procederá al llenado de la malla principal inmediatamente siguiente y así sucesivamente.

f) Se verificará la salida de agua en los hidrantes más alejadas al punto de alimentación de la red de distribución y en los puntos altos, esto se irá calibrando con el cierre o apertura de las válvulas de seccionamiento de la red, deberá llevarse un control estricto del número de vueltas de las válvulas con que se calibró la red.

Se debe tener cuidado que el llenado de las tuberías debe realizarse lo más despacio posible, no permitiendo que la velocidad del agua supere los 0.30 m/s o mediante la norma Q/15 ó Q/20.

3.6.5.2 Ayuda Médica y de Primeros Auxilios

Todo el personal de operación y mantenimiento deberá asistir obligatoriamente a seminarios talleres anuales en que se revisen las normas de seguridad y se impartan instrucciones de primeros auxilios.

En la casa comunal de reserva deberá existir un botiquín de primeros auxilios, bajo la responsabilidad del operador, y contendrá como mínimo lo siguiente:

- 24 vendajes adhesivos (curitas)
- 1 frasco mediano de ungüento para quemaduras
- 1 frasco mediano de sales de amoníaco, para inhalar
- 1 frasco mediano de agua oxigenada de 20 volúmenes
- 1 frasco mediano de desinfectante (mertiolate)
- 2 vendas para torniquetes
- 1 venda de 5 cm de ancho
- 1 venda de 10 cm de ancho
- 1 tijera mediana
- 1 caja mediana de copos de algodón absorbente estéril

3.6.5.3 Protección Personal

Todo el personal de operación y mantenimiento del sistema deberá ser provisto del equipo necesario para su protección en las diversas actividades que les corresponda. Deberán ser además motivados y supervisados para que efectivamente utilicen en forma sistemática el equipo de que se les provee.

Los artículos básicos son los siguientes:

a.- Protección de la cara y de los ojos: Gafas especiales, cubre-ojos en forma de copa, o máscaras de soldador se utilizarán en tareas en que la cara o los ojos de los trabajadores puedan ser alcanzados por fragmentos erráticos de material.

b.- Protección de las manos: Guantes de plástico, neopreno o un material textil resistente. Se utiliza sobre todo para el manipula de sustancias químicas, en general para labores en que las manos estén expuestas a fricciones, golpes, cortaduras, etc.

c.- Protección de la cabeza: Cascos duros de metal, fibra de vidrio o base plástica, suspendida con una estructura de correas ajustables.

Se emplearán en todas aquellas actividades en que la persona está expuesta a que le caiga sobre la cabeza alguna clase de materiales o herramientas.

Los cascos de metal no se emplearán en donde puedan ocurrir descargas eléctricas.

d.- Protección del Sistema Respiratorio: Máscara contra polvo y anti gases que se utilizan en casos especiales, como por ejemplo cuando haya que descender a tanques o pozos en que se sospeche que existan gases tóxicos.

Normalmente la mejor solución para casos como los que se han indicado en este párrafo, consiste en ventilar adecuadamente los locales o evitar los procesos que desprenden polvos y gases.

e.- Protección contra caídas: Cuando los trabajadores realicen los mantenimientos de pasos elevados deberán utilizar cinturones de seguridad, que les sostenga contra soportes fijos y eviten su caída al fondo de la quebrada.

3.6.5.4 Manejo de Herramientas

Al utilizar herramientas deben seguirse las siguientes reglas:

- Los trabajadores no deberán llevar nunca herramientas de tal manera que queden impedidos de utilizar libremente ambas manos al subir por escaleras o transitar por sitios peligrosos. En estos casos deberán llevar las herramientas en sacos y otros receptáculos apropiados.

- Ningún instrumento puntiagudo, como cinceles, escoplos, destornilladores u otros deberán llevarse en los bolsillos con los extremos o puntas hacia arriba. En todos los casos deberán transportarse en un estuche o caja de herramientas, en carretilla u otro vehículo, o en un cinturón portaherramientas adecuado. Si se llevan en la mano deberán ir con las puntas o filos alejados del cuerpo.

- Las herramientas que se han dejado momentáneamente de usarse nunca deben dejarse en andamios, en tuberías colocadas a un nivel superior, o en otros sitios inseguros, ya que podrían caer o lastimar a alguien. Ello es sobre todo peligroso cuando hay vibración en la estructura o mucho movimiento de personas.

- Las cajas o estuches en que se guardan las herramientas no deben atestase hasta el punto de tener que emplear la fuerza para sacar dichas herramientas.

- Cuando estén en un ambiente donde existan líquidos o gases inflamables, no deben emplearse herramientas ferrosas sino de baja chispa.

- Cuando se trabaje con herramientas eléctricas en medios húmedos es necesario asegurarse de que todas las conexiones eléctricas estén bien aisladas, y además se deberá laborar con guantes aislantes de caucho.

- La envoltura metálica de toda herramienta eléctrica debe conectarse a tierra para proteger al trabajador.

- Para cada trabajo debe seleccionarse la herramienta apropiada, y no utilizar un substituto inadecuado.

- Las herramientas deben comprobarse a intervalos frecuentes, y repararlas o reemplazarlas si es que están defectuosas.

- No deben utilizarse herramientas sobre maquinaria en movimiento, sin antes detener ésta.

- Es necesario asegurarse de que existe suficiente espacio en el sitio de trabajo para evitar dañar accidentalmente el equipo o recibir heridas si es que una herramienta se resbala.

- Al maniobrar con las herramientas es necesario asegurarse de estar firmemente parado, para evitar resbalones o caídas.

- Al usar herramientas debe evitarse el tener anillos en los dedos.

- Después de usar las herramientas es necesario limpiarlas y colocarlas en un sitio adecuado, en donde no sean un peligro para nadie.

3.6.5.5 Formulario de Operación

Los formularios de operación son los que se mencionan a continuación:

- Para el registro diario de la posición de las válvulas de la reserva.

- Para el registro diario de caudales con el registrador volumétrico a la salida de los hidrantes.

Los formularios se llenarán únicamente con esferográfico, con letras y números claros y que no se prestan a lecturas ambiguas.

Cada día los mismos responsables de llenar los formularios serán los encargados de archivar los formularios del día anterior.

Los formularios de la misma clase se archivarán en carpetas separadas. Se utilizarán carpetas de cartulina, con vinchas y en cada carpeta se reunirán los formularios procedentes de seis meses de trabajo. Cada carpeta se identificará claramente como sigue: nombre general del formulario, semestre al que pertenece la carpeta, cualquier otra información que sea del caso.

Cada dos meses el Jefe del Departamento examinará las carpetas y extraerá de allí resultados útiles, resúmenes estadísticos y preparará un informe.

3.6.5 INVENTARIO TECNICO DE LAS INSTALACIONES Y EQUIPOS

3.6.5.1 Definición

El inventario técnico del sistema de riego es una relación sistematizada, pormenorizada y completa de todas las partes significativas del sistema, cuya individualización es necesaria para facilitar las labores de mantenimiento preventivo y correctivo.

3.6.5.2 Codificación

La referencia de los ítems del inventario técnico es más eficaz si es que a cada ítem se le asigna o asocia un código adecuado, que se utilizará después como sustituto del nombre del nombre del ítem.

El código es un conjunto de símbolos que contiene información sobre el tipo e identificación de cada parte del sistema de riego.

Como características deseables del código podemos mencionar las siguientes: ser breve, ser alfanumérico, ser autor resoluble.

La brevedad significa que el código debe tener el mínimo posible de signos.

El ser alfanumérico quiere decir que el código debe estar formado por letras y números, porque de esa manera es más fácil de comprender y de aplicar.

El ser autor resoluble implica que los grupos de los símbolos dentro del código, es decir los subcódigos deberán poder distinguirse unos de otros por la misma estructura del código y con relativa facilidad.

El código que se propone en este Manual contiene ocho símbolos y cuatro subcódigos, dispuestos en la siguiente estructura:

- El primer subcódigos comenzando por la izquierda, es una letra mayúscula, que indica el tipo de sistema. Un sistema de riego se representará con la letra A; un sistema de alcantarillado sanitario se representará con la letra S, etc.

- El segundo subcódigos se compone de dos números o dígitos que identificarán de que parte del sistema se trata, así: captaciones 01, conducciones 02, etc.

- El tercer subcódigos está formado por tres letras mayúsculas, que en su conjunto señalarán a la parte del sistema.

- El cuarto subcódigos está constituido por dos dígitos, que identificarán la unidad que corresponde a la parte del sistema indicada. Por ejemplo puede haber varios pozos, de modo que uno de ellos será el 01, otro el 02, y así sucesivamente.

3.6.5.3 Inventario del Sistema de riego

Se ha formulado una lista de las partes del sistema de riego de la comuna Salamalag Centro y consta en el cuadro que se presenta a continuación. Cada vez que se indique que una unidad se halla a la izquierda o a la derecha debe entenderse que se está haciendo referencia al lado derecho o izquierdo de una persona que mire hacia abajo, de acuerdo con la dirección en que se mueve el flujo del agua en el sistema.

3.6.6 INSTRUCCIONES DE MANTENIMIENTO PREVENTIVO

Toda parte o equipo del sistema recibirá el nombre genérico de "unidad". Las unidades pueden a veces estar formadas por varios de los ítems consignados en la lista del inventario técnico. Las unidades son el sujeto de las normas de mantenimiento preventivo. El mantenimiento preventivo es un conjunto de instrucciones que deben ejecutarse sistemáticamente para cada unidad, con una periodicidad bien definida. Las cifras utilizadas de periodicidad son generalmente, un día, una semana, un mes, tres meses, un año y tres años, dependiendo de la unidad.

P A R T E	**U N I D A D**
CAPTACION1	AZUD REJILLA DE CAPTACION CANAL DESAGUE CAJON DE CARGA VERTEDERO - COMPUERTA BY-PASS DE LIMPIEZA
CAPTACION2	AZUD REJILLA DE CAPTACION CANAL DESAGUE CAJON DE CARGA VERTEDERO - COMPUERTA BY-PASS DE LIMPIEZA
CONDUCCION 1	TUBERIA DE CONDUCCION AGUA CRUDA QUEBRADA
CONDUCCION 2	TUBERIA DE CONDUCCION AGUA CRUDA QUEBRADA
CONDUCCION 3	TUBERIA DE CONDUCCION AGUA CRUDA QUEBRADA PASO ELEVADO VALVULAS DE COMPUERTA DE LAS REDES VALVULAS DE AIRE
RESERVORIO	RESERVORIO CAJA DE VALVULAS
RED DE DISTRIBUCION	TUBERIAS RED TRES ALAS. PASOS ELEVADOS VALVULAS DE COMPUERTA DE LAS REDES HIDRANTES.

3.6.7 PLAN DE MANTENIMIENTO PREVENTIVO

El plan de mantenimiento consiste esencialmente en un calendario en el cual se indique, día por día en un año calendario completo las tareas de mantenimiento que deben efectuarse en cada unidad, de acuerdo con la periodicidad establecida en normas. Esta es la única forma de que las labores de mantenimiento se realicen, cuando han sido programadas, y no simplemente por azar o sentimiento voluntarista. Para la formulación del calendario se ha tomado en cuenta los días feriados y festivos que ocurren en el año específico en cuestión y para esos días no se programarán actividades de mantenimiento cuya periodicidad sea más de una semana.
En el anexo No. 3.6 se presenta un calendario de mantenimiento preventivo que corresponde al primer año de operación del sistema.

3.6.8 MANTENIMIENTO CORRECTIVO

En uno u otro momento a lo largo del funcionamiento de las unidades de la planta de tratamiento ocurrirán problemas imprevistos; del mismo modo pueden encontrarse daños o deterioros de cualquier clase en el curso de inspecciones rutinarias de mantenimiento preventivo. En cualquier caso deberá procederse de inmediato a la correspondiente reparación. Si el daño es de poca monta podrá ser solucionado directamente por los Operadores, con el personal asignado para operación - mantenimiento en la unidad respectiva. Si en cambio el problema es significativo se deberá llamar al grupo de reparación.

<u>Grupo de Reparación</u>

Este grupo no es una unidad orgánica en el sentido de que no consta específicamente en el organigrama de operación y mantenimiento. Sin embargo constituye un elemento fundamental de trabajo, dado que su labor es la de acudir a la brevedad posible a aquellos sitios en que se hayan producido daños o problemas cuyo arreglo éste más allá de las posibilidades del personal asignado permanentemente a tales sitios. Este grupo es también básico para el mantenimiento preventivo.

El personal puede estar constituido de la siguiente manera:

- Jefe de Operación y Mantenimiento:
  Técnico con dos años de experiencia preferiblemente.

- Secretaria:
  Taquimecanógrafa, con no menos de dos años de experiencia.

b) UNIDAD DE OPERACION Y MANTENIMIENTO.

- Dos jornaleros:

  Instrucción primaria con conocimiento sobre labores a desarrollar.

El grupo de reparación deberá disponer de las facilidades de movilización y de trabajo entre las cuales podremos citar:

- Herramientas varias de albañilería

- Repuestos y accesorios para medidores-registradores-totalizadores, válvulas de compuerta, compuertas, etc.

Las especificaciones de detalle para la realización de labores de reparación de daños seguirán las instrucciones dadas por el fabricante de cada equipo mecánico, electromecánico o electrónico. En cuanto a la forma de realizar las tareas relacionadas con la obra civil, instalaciones diversas y montaje pueden utilizarse las normas de construcción emitidas por el INEN, ex-IEOS, y otras entidades. En el anexo No. 3.6 se encontrará un modelo de formulario que puede ser empleado para informar acerca de las actividades de mantenimiento correctivo.

3.6.9 EXISTENCIA MÍNIMA DE IMPLEMENTOS DE MANTENIMIENTO

Los implementos mínimos de mantenimiento son:

- Lo mencionado en el grupo de Reparación.

- Juegos completos de herramientas e implementos para limpieza, jardinería, albañilería, plomería, mecánica y pintura.

- Repuestos para válvulas de compuerta y flotadoras.

- Repuestos para compuertas.

- Repuestos para los diversos aparatos e instrumentos, de acuerdo con las instrucciones de los fabricantes.

- Otros repuestos y materiales diversos

3.6.10 REGISTROS Y DOCUMENTOS TÉCNICOS DE MANTENIMIENTO

Contenido, forma de utilización, procedimientos de archivo.

Los documentos técnicos de mantenimiento son los siguientes:

- Las normas de mantenimiento preventivo de este manual.

- Los manuales y catálogos de mantenimiento de los fabricantes de equipos e instrumentos.

- Memoria técnica y planos del sistema de riego de la comuna Salamalag.
- El catastro de válvulas de la red de distribución.

- Otros documentos técnicos pertinentes.

Los documentos referidos deberán permanecer en el archivo especial para ser consultados permanentemente con el personal encargado del mantenimiento preventivo y correctivo. Los registros de mantenimiento son los siguientes:

- El calendario de mantenimiento preventivo, en que va quedando constancia de la realización de las diversas actividades, avaladas por la firma de responsabilidad de la persona o grupo que la realizó. El formulario para mantenimiento correctivo.

Los formularios se llenarán con esferográfico, utilizando letras y números claros. Se los archivará en carpetas de cartulina, con bincha identificando cada carpeta con la siguiente leyenda: nombre general del formulario, período del tiempo al que pertenece la carpeta, cualquier otra información que sea del caso.

F A S E II: DISEÑOS DEFINITIVOS

3.7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

3.7.1 CONCLUSIONES

- Existe una tendencia ya señalada respecto al posible incremento de la presión demográfica a la comuna con el poblamiento de una zona periférica como resultado de la existencia de una red de riego y el cambio de expectativas y demandas de las poblaciones campesinas.

- Existe un predominio relativo de la población femenina y de la población joven. En términos de migración se ve que una gran parte de la población, y en los últimos años se han producido importantes flujos migratorios, especialmente hacia la ciudad de Saquisilí en el marco de la dinámica emigratoria cantonal.

- En el área del proyecto existe una situación socioeconómica más o menos homogénea. Los rangos de análisis no distan mucho unos de otros. La mayoría de hogares muestra niveles cercanos o por debajo de la línea de pobreza. Sin embargo esta es muy relativa ya que estos sectores coexisten con una mayoría de la población que ha sido afectada por las crisis productivas y por los precarios alcances de la cobertura de educación y salud en la zona.

- Para el estudio se consideró la información meteorológica de la zona del proyecto a dos estaciones Saquisilí M-375 y Cotopilalo M-A1V.

- Los meses de julio, agosto y septiembre están definidos como la estación de estiaje o sequía en el sector.

- De los resultados obtenidos del comportamiento de las Quebradas en análisis, se presentan a continuación la tabla de caudales.

CUADRO DE DISEÑO DE CAUDALES MAXIMOS

CUADRO DE RESUMEN DE CAUDALES MÁXIMOS Q(m^3/seg), PARA UN TR=15 AÑOS					
METODO / ***CUENCA***	***HIDROGRAMA CRECIDA***	***S.C.S***	***METODO RACIONAL***	***FORMULAS EMPIRICAS***	***Q adoptado (diseño) m^3/seg***
QUEBRADA ALMAYDA TINGO	33.6	24.16	23.88	27.87	***25.30***
QUEBRADA ACHUPALLA HUAYCO	24.8	12.66	11.82	18.55	***14.34***
QUEBRADA ATAPULO	21.6	12.59	11.77	18.19	***14.18***

- El sector del proyecto se encuentra en las estribaciones de los cerros Atapulo y Milipungo, su topografía es fuertemente accidentada y sus pendientes fuertes.

- En la parte hidrológica se observa una reducción de los caudales de las dos quebradas: Almayda Tingo y Achupalla Huayco, enmarcándose dentro del registro histórico de precipitaciones y estiaje de este sistema.

- El mes de Mayo se tiene una caudal mayor por ser temporada de invierno, los meses de Agosto y Septiembre el caudal disminuye según los registros históricos estación Saquisilí M-375.

QUEBRADA ALMAYDA TINGO		
RESUMEN DE AFOROS		
Mes	**Caudal (lit/seg)**	**Observacion**
Mayo	5.09	Existe una reduccion de caudal
Agosto	4.91	
Septiembre	4.38	
PROMEDIO	**4.79**	

QUEBRADA ACHUPALLA HUAYCO		
RESUMEN DE AFOROS		
Mes	**Caudal (lit/seg)**	**Observacion**
Mayo	1.32	Existe una reduccion de caudal
Agosto	1.27	
Septiembre	1.29	
PROMEDIO	**1.29**	

- Las fallas identificadas cercanas al proyecto son medianamente activas e inestables, por tal motivo su riesgo sísmico es alto.

- En la zona del estudio se identificó las siguientes unidades litológicas; Depósitos Lahaterítico (Ih), Cangagua (Qc), Formación Latacunga (Pl), Formación Pisayambo (Plp) y Formación Yunguilla (K7). El sector del proyecto de riego se encuentra en un Deposito Lahaterítico (lh).

- Se identificó una Formación Hidrogeológica C2 que corresponde a una formación de rocas: volcano sedimentarias, continentales, rocas piroclásticas, con moderada permeabilidad, perteneciente a rocas con permeabilidad primaria.

- Los resultados de peligro volcánico, sísmico y geodinámico externo, se presenta las siguientes consideraciones para las obras constructivas del Sistema de Riego Salamalag Centro.

TIPO DE PELIGRO	***VALORES***
VOLCÁNICO	*2 (Medio)*
SÍSMICO	*3 (Alto): Zona Sísmica IV (a= 0.40) Código Ecuatoriano de la Construcción*
DESLIZAMIENTO	*2 (Medio)*

- La mecánica de suelos indica que en lugar de estudio existe una intercalación de suelos entre arcillas limo arenosas y arcillas magras. Además no existe presencia de nivel freático.

- La capacidad portante y el esfuerzo admisible a la profundidad de desplante en las estructuras es la siguiente:

RESUMEN DE LA CAPACIDAD PORTANTE PARA UNA CIMENTACIÓN CUADRADA (TERZAGHI)

Prof."Df" (m)	*Tanque de Almacenamiento Cercano a la Captación Achupalla Huayco*		*Talud Izquierdo Captación Achupalla Huayco*		*Tanque de Recolección Confluencia Quebrada Achupalla Huayco y Almayda Tingo*	
	Cap. Ultima (T /m2)	Esfuerzo Admisible Neto	Cap. Ultima (T /m2)	Esfuerzo Admisible Neto	Cap. Ultima (T /m2)	Esfuerzo Admisible Neto
1.5	72.57	**18.14**	160.80	**40.20**	112.31	**28.08**

Prof."Df" (m)	*Tanque de Almacenamiento y Distribución Sector Santa María*		*Tanque de Almacenamiento y Distribución Sector Salamalag Centro*		*Tanque de Almacenamiento y Distribución Sector Chulcoloma*	
	Cap. Ultima (T /m2)	Esfuerzo Admisible Neto	Cap. Ultima (T /m2)	Esfuerzo Admisible Neto	Cap. Ultima (T /m2)	Esfuerzo Admisible Neto
1.5	94.07	23.52	141.86	35.47	45.21	11.30

- Los asentamientos máximos que experimentaran las estructuras a construirse a la profundidad de desplante, serán los siguientes:

RESUMEN DE ASENTAMIENTOS EN SUELOS ARCILLOSOS EN CIMENTACIONES FLEXIBLES

Asentamiento Se (mm)	*Tanque de Almacenamiento Cercano a la Captación Achupalla Huayco*	*Talud Izquierdo Captación Achupalla Huayco*	*Tanque de Recolección Confluencia Quebrada Achupalla Huayco y Almayda Tingo*
Se_{centro} =	25.7	15.8	8.2

Asentamiento Se (mm)	*Tanque de Almacenamiento y Distribución Sector Santa María*	*Tanque de Almacenamiento y Distribución Sector Salamalag Centro*	*Tanque de Almacenamiento y Distribución Sector Chulcoloma*
Se_{centro} =	20.5	9.9	29.3

- Las excavaciones para la cimentación se realizarán con inclinación de taludes 2 vertical y 1 horizontal.

- La evaluación de impactos ambientales significativos indica que los impactos negativos son mínimos y mitigables, mientras que los impactos positivos son mayores por lo que genera un respaldo viable al proyecto por parte de la comunidad.

- El proyectos persive impactos positivos de los que sobresalen los siguientes: incremento de los suelos productivos, aumento de fuentes de trabajo en el campo y mejoramiento de la calidad de vida de los beneficiarios.

- Para la prevención y reducción de los impactos ambientales negativos se plantea un Plan de Manejo Ambiental, el mismo que cumple las expectativas de las Normas ISO-14001.

- El riego por aspersión facilita y reduce el tiempo de operación ya que es una tecnología que ahorra el consumo de agua, así incrementa los beneficiarios del sistema.

- La tecnología del riego por aspersión, no requiere altas inversiones en nivelación de las tierras, aprovecha suelos que por falta de una sistematización son abandonados.

- El cultivo predominante es papa con el 60% de cobertura, seguido de hortalizas con el 10%, cereales con 5% y un 25% de pastos, lo que se observa que el uso de riego permite el desarrollo de rubros rentables y seguros, como pastos para la crianza de ganado lechero. Quienes aprovechan la disponibilidad de una empresa local de lácteos.

- El cultivo patrón para el análisis del uso consultivo será la Papa, por ser el cultivo más desarrollado en la zona, requiere de un aporte normal de agua para su desarrollo.

- El caudal de oferta de la fuente es 7 lit/seg, el caudal de demanda es 30 lit/seg el mismo que será entregado por medio de dos zonas de riego, lo cual genera un calendario de riego de 6 días, el séptimo días será para labores de recarga del reservorio.

- Es necesario un reservorio con un volumen de 14162.40 m^3, el mismo que abastecerá el periodo de verano desde agosto a noviembre, con un periodo de aplicación de 6 horas diarias.

3.7.2 RECOMENDACIONES

- Debido a que el tanque de recolección "Confluencia Quebrada Achupalla Huayco y Almayda Tingo" se encuentra entre dos cauces de quebrada, y de socavarse estos provocarían un peligro para el tanque, se recomienda construir muros de encausamiento y protección tipo gaviones en el perímetro de la isla. Adicionalmente sobre la cota superior de los muros se recomienda construir un recubrimiento del talud que evite erosión por lluvia.

- Frente a la escasez del recurso hídrico por la presión demográfica sobre paramos y vertientes, se debe trabajar en temas de eficiencia de aplicación del riego parcelario.

- Se recomienda capacitar a la junta de usuarios, para que la profundidad de humedecimiento sea en base a la profundidad radicular y los requerimientos hidricos de los cultivos, pendiente y dotacion de un caudal no erosionable.

- En la fase de producción es necesario realizar una planificación de cultivos, además es necesaria la rotación de cultivos para evitar el empobrecimiento del suelo que produce el monocultivo, ya que La rotación evita la persistencia de los parásitos asociados a una determinada especie vegetal.

- Se recomienda que los días domingos queden para realizar el mantenimiento respectivo del sistema, o si se suscita algún problema durante los días de riego, se deberá recuperar con el número domingos necesarios para cubrir la dosis mensual de agua para los cultivos.

- Se debe cumplir el horario semanal ya que el tiempo está calculado para todas las parcelas por lo tanto los usuarios respetaran la hora del turno establecido.

- En caso de daño de algún sitio de las parcelas estas se deben cerrar inmediatamente para que el agua no sea desperdiciada, motivo por el cual se ha dispuesto de válvulas en todas las parcelas.

- Establecer alianzas estratégicas entre las ONGs y entidades del Estado y con las Universidades, así estas podrán brindar su ayuda y apoyar a la comunidad en lo tecnológico sin altos costos.

3.8 BIBLIOGRAFÍA

- Ing. Agrónomo Julián Carrazón / **Manual Práctico para el Diseño de Sistemas de Mini riego** /Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y Alimentación (FAO) 2007

- Michiel Anten y Has Willet / **Diseño de Pequeños Sistemas de Riego por Aspersión en Laderas** / Servicio Holandés de Cooperación al Desarrollo.

- Silva Milton / **Manual de Mecánica de Fluidos**/ Universidad Central del Ecuador – Facultad de Ingeniería, Ciencias Físicas y Matemática.

- Silva Milton / **Manual de Riego y Drenaje** / Universidad Central del Ecuador – Facultad de Ingeniería, Ciencias Físicas y Matemática.

- Fuentes José Luís / **Técnicas de Riego** / Madrid, cuarta edición 2003.

- Poirre Maurice y Ollier Charles / **El Regadío, redes, teoría, técnica y economía de los riegos** / tercera edición, Barcelona.

- Tarjuelo José/ **El Riego por Aspersión y su Tecnología** / Madrid, segunda edición 2000.

- Sandoval Ramiro / **Principios de la Hidráulica /** 1993

- Sviatoslav Krochin / Diseño Hidráulico / Colección Escuela Politécnica Nacional (1986)

- Te Chow. V **/ Hidrología Aplicada** / Mc Graw Hill /2004

- Ing. Francisco Aparicio Mijares / **Fundamentos de Hidrología** / Limusa / 2006

- Ing. Leonardo S. Nanía / **La cuenca y los procesos hidrológicos** / (2002 – 2003)

- Ing. Wendor Chereque Moral / **Hidrología para Ing. Civil** / OMS / 2000

- Ing. Rubén Villodas / **Guía de estudios hidrológicos I y II** / Univ. Granada / 2008

- Ing. Msc. Carlos Gutiérrez / **Guía de estudios hidrológicos I y II** / 2000

- Ing. Msc. Carlos Gutiérrez / **Guía de proyectos hidrológicos II** / 2000
- Ing. Msc. Carlos Gutiérrez / **Estudio Hidrológico Chone** / INAMHI / 2008
- Ing. Msc. Carlos Gutiérrez / **Estudio Hidrológico Zarumilla** / INAMHI / 2005
- Ing. Juan Manuel Vinueza / **Guía de estudios puentes I y II** / 2000
- Fernando Oñate Valdivieso / **Guía de estudios hidrológicos I y II** / UTPL / 2008
- Fernando Oñate Valdivieso / **Manual de laboratorio hidrológico** / UTPL / 2008
- Antonio Aguilar Martínez / **Manual básico de hidrología** / Limusa / 2007
- Centro Panamericano Ingeniería / **Manuales Hidrológicos** / OPS- CEPIS / 2005
- INAMHI / **Anuarios Meteorológicos** / (2000 – 2009)
- INAMHI / **Zonas Hidrográficas Meteorológicas** / (2000 – 2009)
- SENAGUA / **Recursos hídricos en la Cuenca del Pastaza** / 2008
- SENAGUA / **Mapas Zonas Hidrológicas** / 2008
- MIDUVI / **Normas Técnicas del Recurso Hídrico en Ecuador** / 2009
- Carlos Tejada / **Sistema de Gestión Ambiental ISO 14000** / 2004
- Sistema de Gestión Ambiental ISO / **Requisitos con Orientación para Uso ISO 14001** / 2004
- Tom Tibor, Ira Feldman / **Implementing ISO 14000** / Mc Graw Hill / 1999
- Richard Clements / **Guía Completa de las Normas ISO 14000** / 2000
- Tyler Miller / **Ecologia y Medio Ambiente** / 1994
- **Ley de Gestión Ambiental** (actualizada al 2003)
- **Texto Unificado de la Legislación** Secundaria Ambiental
- Consejo Provincial Cotopaxi / **Cotopaxi en cifras** / 2009
- Ilustre Municipio de Saquisilí / **Ordenanzas Municipales** / 2009

ANEXOS Y PLANOS DE DISEÑO

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE RIEGO DE LA COMUNA SALAMALAG CENTRO DE LA PARROQUIA COCHAPAMBA.

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TITULO DE INGENIERO CIVIL

MILTON EFRAIN GUZMÁN ERAZO

ROBERTO CARLOS VEGA CRUZ

DIRECTOR: ING. MSC. CARLOS GUTIÉRREZ CAIZA

Quito, 01 de Febrero del 2012

EXTRACTO

El “Proyecto de Riego por Aspersión Comuna Salamalag Centro” se encuentra ubicado en Ecuador, Provincia de Cotopaxi, Cantón de Saquisilí, Parroquia Rural de Cochapamba, Comuna Salamalag Centro que se encuentra ubicada en la zona occidental de la Cordillera de los Andes.

Este proyecto es de carácter socioeconómico ya que permitirá proporcionar a los propietarios de los terrenos de la Comuna Salamalag Centro, el uso adecuado de los recursos hídricos y naturales para aumentar sus ingresos agropecuarios, y por ende sus ingresos económicos.

Los aspersores son parte indispensable del equipo del riego por aspersión y por tanto el esenario es tipo precipitación (tipo aereosol). De los análisis realizados se escojerá una alternativa adecuada, las mismas deben formar parte del estudio técnico antes mencionado.

El primer elemento esencial que ha de calcular el ingeniero encargado del proyecto es de establecer, el caudal de derivación y/ o caudal a obtener del manantial natural (río, manantial, lago, etc.) para satisfacer las necesidades de la zona a regar.

Se consideró a la papa y alfalfa, como nuestros cultivos patrones, ya que su raíz principal es oscilante, robusta y muy desarrollada (hasta 5 m. de longitud) con numerosas raíces secundarias, razón por la cual requiere mayor cantidad de agua que los diferentes tipo de cultivos usados en dicho sector donde se ejecutará el Proyecto de Riego por Aspersión.

El tiempo calculado para la entrega de agua en todo el sistema de riego será durante las 6 horas por día (13:00 H – 19:00 H), de lunes a sábado, dejando el domingo para mantenimiento y almacenamiento del sistema de riego.

ABSTRACT

The " Project of Irrigation by Aspersion Commune Salamalag Centro ", it is located in Ecuador, Cotopaxi Province, Saquisilí Canton, Cochapamba Rural Parish, Commune Salamalag Centro that is located in the western zone of the Andes Mountain.

This project is of socioeconomic character since it will allow to provide the owners of the areas of the Commune Salamalag Centro, the suitable use of the water and natural resources to increase his agricultural income, and for hence his economic income.

The water-sprinklers are an indispensable part of the equipment of the irrigation for aspersion and therefore the esenario is a type rainfall (aereosol type). Of the analyses performed will choose suitable alternative, the same ones they must form a part of the technical study before mentioned.

The first essential element that the engineer in charge of the project has to calculate is of establishing, the flow of derivation and /or flow to obtaining of the natural spring (river, spring, lake, etc.) to satisfy the needs of the area irrigated.

It was considered the potato and alfalfa, as our crops stock, as its root cause is oscillating, robust and well developed (up to 5 meters long) with numerous secondary roots, which is why most water requires that different types of crops used in this sector which to run the sprinkler Irrigation Project.

The estimated time for delivery of water throughout the irrigation system will be for 6 hours per day (13:00 h - 19:00 h), of Monday to Saturday, leaving Sunday for maintenance and storage of the irrigation system.

DECLARACIÓN

Nosotros, Milton Efraín Guzmán Erazo y Roberto Carlos Vega Cruz, declaramos que el trabajo aquí desarrollado es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Universidad Politécnica Salesiana, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido en la ley de propiedad intelectual, por su reglamento y por sus normas institucionales vigentes.

Sr. Milton Efraín Guzmán Erazo

Sr. Roberto Carlos Vega Cruz

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Milton Efraín Guzmán Erazo y Roberto Carlos Vega Cruz, bajo mi supervisión y que cumple condiciones básicas de un proyecto de Ingeniería Civil.

Ing. Msc. Carlos Gutiérrez Caiza
DIRECTOR DE PROYECTO

AGRADECIMIENTO

Gracias Dios, por permitir dar un paso más en nuestras vidas, iluminando nuestra mentes, por haber puesto en nuestro camino a personas que han sido soporte y guias durante toda la formación académica.

A nuestros padres, primordialmente por ser las personas más especiales a quienes amamos y admiramos, porque siempre han estado presente apoyando en todo momento para alcanzar esta meta.

Nuestro sincero agradecimiento al Msc. Ing. Carlos Gutierrez director de tesis quien permitio finalizar con éxito la elaboración del proyecto.

A toda la Escuela de Ingeniería Civil y a los Profesores, quienes dentro de los ambitos que les competen han colaborado sin poner ningún impedimento.

A todos los compañeros de la Escuela de Ingeniería Civil por brindarnos su amistad, afecto y respaldo.

LOS AUTORES

INDICE DE CONTENIDOS

FASE No 1

CAPITULO I

CAPITULO II

INDICE DE TABLAS

INDICE DE GRÁFICOS

INDICE DE ANEXOS